

* * * * *
 UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
 CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

№ 3.

Von Reg.-Baumeister Karl Mentzel in M.-Gladbach. (Schluß.) Hierzu die Abbildungen S. 20 und 21.

Eigengewichte:

Holzpflaster	= 0,8 t/m ³
Beton	= 2,0 t/m ³
Bimsbeton	= 1,0 t/m ³
Eisenbeton	= 2,4 t/m ³
Abdeckmaterial	= 10 kg/m ²

Zulässige Beanspruchungen:

Beton auf Druck	= 40–45 kg/cm ²
Beton auf Zug	= 20–25 kg/cm ²
Beton auf Abscheren und Haftung	= 4,5 kg/cm ²
Eisen	= 1200 kg/cm ²
Baugrund	= 4,0 kg/cm ²

Für die Eisenbetonkonstruktion sind unter Benut-

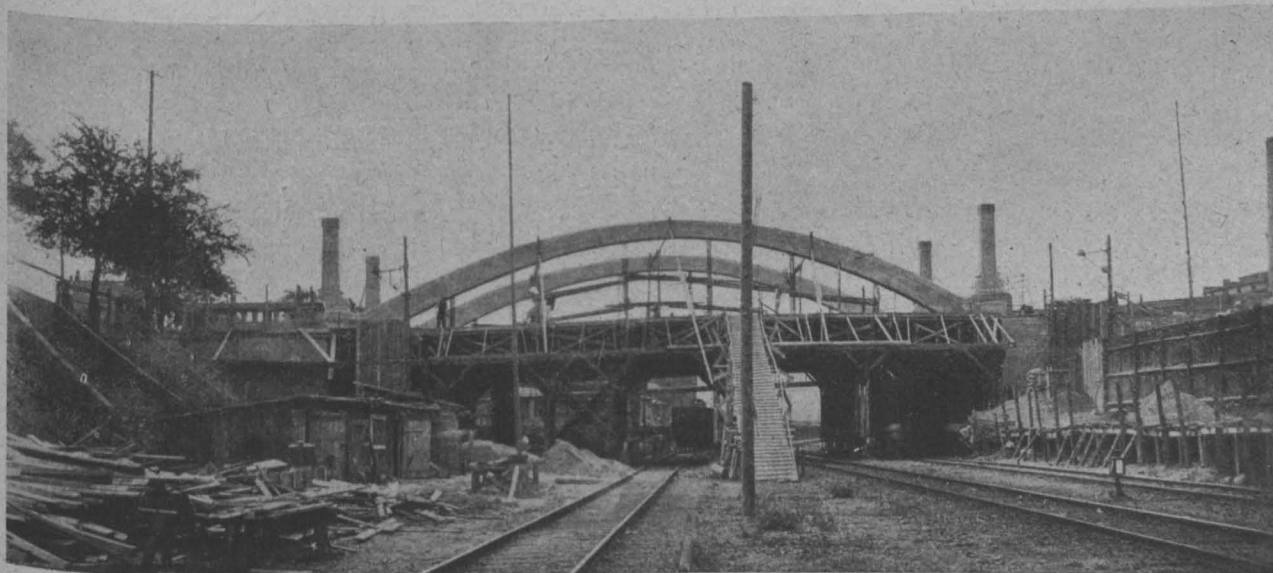
zung der Zahl $n = \frac{E_e}{E_b} = 10$ die Beanspruchungen für folgende Fälle ermittelt:

1. Der Beton nimmt an der Aufnahme der Zugkräfte teil;

2. Das Eisen nimmt sämtliche Zugkräfte auf.

Berechnung der Fahrbahn. Die Berechnung der Platte erfolgt unter Zugrundelegung der Kontinuität über mehr als 5 Stützen, die der sekundären Längsträger als Balken auf 6 Stützen mittels Einflußlinien. Der Querträger ist als Balken auf 2 Stützen berechnet und das Einspannungsmoment des Konsolträgers besonders ermittelt. Hiernach ergeben sich folgende größte Beanspruchungen in kg/cm^2 , wobei σ_b die Betondruckspannung, σ_{bz} die Betonzugspannung und σ_e die Zugspannung der Rundeisen bedeutet.

	Bezeichnung des Bauteiles	σ_b	σ_{bz}	σ_e
1	Platte	44,2	22,8	1092
2	Sekundäre Längsträger	39,7	24,6	1095
3	Querträger	26,1	21,7	640



17

417)

$$H =$$

als unendlich kleine Größe aufgefaßt wird

$$H =$$

wobei $\mu = \frac{ds}{J}$ ist (elastische Gewichte).

Weiter ist

H.

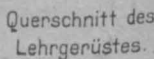
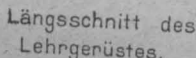


Abbildung 8. Ausbildung des Lehrgerüsts.

Die gleichmäßige Erwärmung des Zugbandes und des Bogens ist zu $\pm 10^\circ$, der Unterschied der Erwärmung von Zugband und Bogen zu 10° angenommen.

Es ergeben sich folgende höchste Beanspruchungen, wobei σ_g die Druckbeanspruchung des Gußeisens und σ_{ez} die Zugbeanspruchung der Flacheisen des Zugbandes bedeuten.

$$\sigma_g = 1850 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{ez} = 1185 \text{ kg/cm}^2$$

Die Berechnung der Knicksicherheit des Bogens erfolgt nach der Engesser'schen Seitensteifigkeitsformel. Die Sicherheit gegen seitliches Ausknicken von Obergurtstäben eines Parallelträgers ist zu berechnen aus:

$$n = \frac{E}{Ph} \sqrt{\frac{12 \cdot J_g \cdot J_v}{a \cdot h}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 1,5 \frac{b}{h} \frac{J_v}{J_g}}}$$

Es bedeutet darin:

P die Gurtkraft, E den Elastizitätsmodul, h die Höhe und J_v das Trägheitsmoment einer senkrechten Hängestange, J_q das Trägheitsmoment des Querträgers, b die Brückenbreite, a die Feldteilung, J_g das seitliche Trägheitsmoment des Gurtstabes.

in Wirksamkeit tretenden Einspannung, erst recht.

Es ergibt sich eine Knicksicherheit von $N = 10,5$, wobei $P_{\max} = H_{\max} = 482\,000$ kg gesetzt ist. —

Für den Eisenbeton wurde ein Mischungsverhältnis von 1 Teil Portlandzement, 3 T. Kiessand und 2 T. Steinsplitt gewählt, dessen Probewürfel eine durchschnittliche Druckfestigkeit von 303 kg/cm^2 , also eine 5fache Sicherheit ergaben. Bei der Ermittlung der Druckfestigkeit des Gußeisens wurde mit besonderer Vorsicht zu Werke gegangen und zwar wurden zunächst bei vier verschiedenen Gießereien Probegußstücke bestellt. Die Druckversuche ergaben folgende Mittelwerte der Druckfestigkeit:

Gießerei I . . .	= 9120 kg/cm ²
Gießerei II . . .	= 7850 kg/cm ²
Gießerei III . . .	= 7400 kg/cm ²
Gießerei IV . . .	= 7500 kg/cm ²

Auf Grund dieses Ergebnisses erfolgte die Bestellung bei der Gießerei I. Um eine unbedingte Sicherheit

dafür zu haben, daß die Ausführung der Werkstücke mit den ersten Proben übereinstimmte, wurden an die Gußeiseneinlagen leicht abzutrennende Nasen angegossen und von diesen nochmals 5 Stück zerdrückt. Die Druckversuche ergaben eine mittlere Festigkeit von 9020 kg/cm^2 , erreichten somit fast das ursprüngliche Ergebnis. Bei einer größten Druckbeanspruchung von 1850 kg/cm^2 ist die Sicherheit nicht ganz eine fünffache.

Die Ausführung der Betonierungsarbeit bot infolge der zahlreichen, sehr dicht liegenden Eiseneinlagen gewisse Schwierigkeiten. Dazu kommt noch, daß infolge des Krieges der Mangel an gelernten Arbeitern sich stark bemerkbar machte und durch ständige verschärfte Aufsicht ausgeglichen werden mußte. Auch die beabsichtigte ununterbrochene Betonierung bei Tag und Nacht konnte aus dem gleichen Grunde nicht durchgeführt werden. Obgleich der Beton in halbflüssigem Zustande eingebracht wurde, zeigte sich nach der Ausschalung namentlich an den Querträgern, daß ein Teil der unteren Eiseneinlagen frei lag. Sie wurden sorgfältig verputzt. Um Rissebildung in dem Beton der Hängestangen zu verhindern, wurde bei diesen unmittelbar unter den Bögen eine etwa 6 bis 8 cm breite Stelle anfangs offen gelassen und erst zubetoniert, nachdem das Lehrgerüst entfernt war und die ganze Eigenlast der Brücke in Wirkung trat. Das Bauwerk, dessen Ansicht Abbildung 1 in No. 2 zeigt, ist in einfachen aber an-

sprechenden Formen gehalten (Arch. Bauassistent Hollstein, Halle). Den hauptsächlichsten architektonischen Schmuck bilden 4 Pylone aus Beton, die als Träger der Beleuchtungskörper dienen. Die äußeren Ansichtsflächen des gelblichgrauen Muschelkalk-Vorsatzbetons, der zugleich mit dem übrigen Beton eingebracht wurde, sind scharriert.

Das Lehrgerüst ist in Abbildung 8 dargestellt. Die

Absenkung erfolgte mittels Sandtöpfen am 11. August 1915, wobei eine größte Durchbiegung von 5,1 mm in der Mitte der Brücke festgestellt wurde. Auch spätere Belastungsproben an der fertigen Brücke vom 9. Januar 1916 hatten sehr günstige Ergebnisse.

Die Abbildung 7 in No. 2 und die Abbildungen 9—12 geben einige während der Ausführung aufgenommene Lichtbilder wieder. —

Vorschläge für einheitliche Belastungsannahmen und Beanspruchungen von Straßenbrücken in Deutschland*).

Von Professor H. Kayser, Darmstadt.

I. Einleitung.

Die in Deutschland bestehenden Vorschriften für die Belastungsannahmen und zulässigen Beanspruchungen von Straßenbrücken sind ebenso verschieden, wie diejenigen für Eisenbrücken. Es besitzen nicht allein die einzelnen Staaten von einander abweichende Vorschriften, sondern, da staatliche Vorschriften vielfach überhaupt nicht bestehen, haben auch die größeren Stadt-

Sind auf der Fahrbahn der Brücke weniger als 3 Verkehrsstreifen von 2,5 m Breite vorhanden, so fallen die leichteren Einzellasten der Gruppe bei Aufstellung in der Querrichtung weg.

II. Eigengewicht. Das Eigengewicht der Straßenbrücken setzt sich aus dem Gewicht der Fahrbahn und Fußwege, sowie demjenigen der Hauptträger zusammen. Die Gewichte von Versorgungsleitungen sind zu berücksichtigen. Das Gewicht der Fahrbahn und der Fußwege

Vorschriften, sondern, da staatliche Vorschriften vielfach überhaupt nicht bestehen, haben auch die größeren Stadtverwaltungen und Landesverwaltungen ihre eigenen Vorschriften sich zusammengestellt. Hierdurch sind für die Berechnung und Prüfung der Straßenbrücken mancherlei Schwierigkeiten bedingt. Die Brückenbau-Unternehmer sind genötigt, in jedem einzelnen Falle auch für gleichartige Brücken, wenn diese in verschiedenen Staatsgebieten liegen, besondere Berechnungen anzustellen, was unwirtschaftliche Kosten verursacht. Auch die in vielen Fällen mögliche Aufstellung von Normen ist infolge der Verschiedenartigkeit der Vorschriften erschwert. Eine Vereinheitlichung und Vereinfachung der Belastungsannahmen von Straßenbrücken läge daher zweifellos sowohl im Interesse der einzelnen Staaten und Stadtverwaltungen, als auch der ausführenden Firmen.

In den nachfolgenden Vorschlägen für einheitliche Belastungsannahmen soll daher der Versuch unternommen werden, auf Grund der bestehenden Bestimmungen, der praktischen Erfahrung und der wissenschaftlichen Erkenntnis einheitlichen Bestimmungen für Deutschland den Weg zu bahnen.

II. Vorschläge für einheitliche Belastungsannahmen und Beanspruchungen für Straßenbrücken in Deutschland.

A. Belastungsannahmen.

1. Allgemeine Angaben. 1. Bezüglich der Belastungsannahmen werden die Straßenbrücken in 3 Klassen eingeteilt:

- Klasse I Brücken in Staats- und Hauptstraßen,
- " II " " Verbindungsstraßen,
- " III " " Nebenstraßen und Feldwegen.

Entsprechend der Klasseneinteilung werden der Berechnung verschiedene Belastungen zugrunde gelegt.

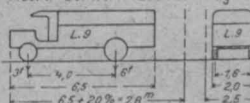
2. Zugunsten möglichst einfacher Berechnungsgrundlagen werden die Lasten der Fahrzeuge zu Gruppen zusammengefaßt und deren Gewicht der Klasse der Brücke entsprechend abgestuft. Jede Lastengruppe enthält ein sehr schweres und zwei schwere Lastfahrzeuge in geeigneter Zusammenstellung mit Menschengedränge, sodaß weitere Einzellasten nicht zu berücksichtigen sind.

3. Die Abmessungen der Fahrzeuge und die Lastengruppen sind mit ihren Gewichten den Abbildungen 1—8 zu entnehmen. Auf die gewöhnliche Fahrtrichtung (Rechtsfahren) braucht keine Rücksicht genommen zu werden.

* Der Aufsatz liegt bereits seit Frühjahr 1919, konnte Raum mangels halber aber bisher nicht veröffentlicht werden.

10. April 1920.

Abb. 1. Schwerer Lastkraftwagen.



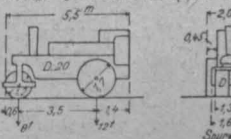
L. 9.
Gesamtlast = 9t
Belastung für 1 m²
benutzter Fläche:
 $\frac{9}{6,5 \cdot 2,5} = 463 \text{ kg/m}^2$

Abb. 2. Mittelschwerer Lastkraftwagen.



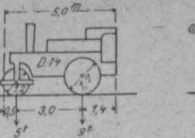
L. 6.
Gesamtlast = 6t
Belastung für 1 m²
benutzter Fläche:
 $\frac{6}{5,5 \cdot 2,5} = 365 \text{ kg/m}^2$

Abb. 3. Schwerste Dampfwalze.



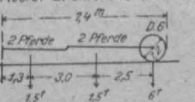
D. 20.
Gesamtlast = 20t
Belastung für 1 m²
benutzter Fläche:
 $\frac{20}{5,5 \cdot 2,5} = 1210 \text{ kg/m}^2$

Abb. 4. Schwere Dampfwalze.



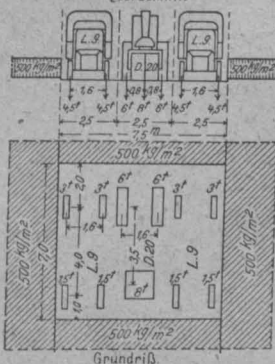
D. 14.
Gesamtlast = 14t
Belastung für 1 m²
benutzter Fläche:
 $\frac{14}{5,0 \cdot 2,5} = 935 \text{ kg/m}^2$

Abb. 5. Leichte Pferdewalze.



D. 6.
Gesamtlast = 6t
Belastung für 1 m²
benutzter Fläche:
 $\frac{6}{4,0 \cdot 2,5} = 563 \text{ kg/m}^2$

Querschnitt.



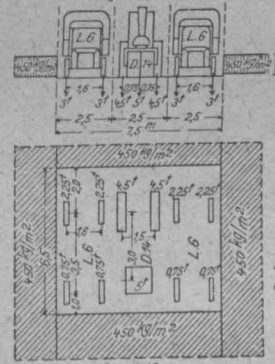
Lastenzug für die Hauptträger.

Abb. 6.

Lastengruppe I.

Gesamtlast der Gruppe = 38t
Belastung für 1 m²
benutzter Fläche:
 $\frac{38}{7,0 \cdot 7,5} = 725 \text{ kg/m}^2$

Querschnitt.



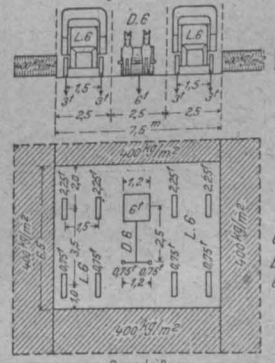
Lastenzug für die Hauptträger.

Abb. 7.

Lastengruppe II.

Gesamtlast der Gruppe = 26t
Belastung für 1 m²
benutzter Fläche:
 $\frac{26}{6,5 \cdot 7,5} = 535 \text{ kg/m}^2$

Querschnitt.



Lastenzug für die Hauptträger.

Abb. 8.

Lastengruppe III.

Gesamtlast der Gruppe = 19,5t
Belastung für 1 m²
benutzter Fläche:
 $\frac{19,5}{6,5 \cdot 7,5} = 400 \text{ kg/m}^2$

wird am besten unmittelbar berechnet, während dasjenige der Hauptträger nach Formeln, durch überschlägliche Rechnung oder nach ausgeführten Beispielen zu schätzen ist.

Es ist nachzuweisen, daß das wirkliche Gewicht der Hauptträger von dem der Rechnung zugrunde gelegten Gewicht um nicht mehr als 10 % abweicht. Andernfalls ist die Berechnung mit den genauen Gewichten zu wiederholen.

III. Nutzbelastung. Für Brücken der Klasse I ist die Lastengruppe I (Abbildung 6) zugrunde zu legen. Hierzu gehören alle Brücken in Hauptverkehrsstraßen mit mäßiger Steigung, ferner Brücken im Industriegelände mit

schwerem Lastenverkehr im Anschluß an Staats- und Hauptstraßen.

Für Brücken der Klasse II ist die Lastengruppe II (Abbildung 7) maßgebend. Zu dieser Klasse werden alle Brücken gerechnet, welche in wichtigen Verbindungsstraßen liegen, d. h. in Straßen, welche Hauptstraßen miteinander verbinden oder Ortschaften und Industriegebiete mit leichterem Verkehr an Hauptstraßen anschließen.

Für Brücken der Klasse III ist die Lastengruppe III (Abbildung 8) zu wählen. Zu den Brücken der Klasse III gehören alle Nebenstraßen und Wohnstraßen, die Wohnviertel mit Verbindungs- und Hauptstraßen verbinden, sowie alle Feldwege.

Jede Lastengruppe besteht aus einer Dampfwalze und 2 schweren Lastkraftwagen. Diese 3 Lasten werden für die

Menschenbelastung für 1 m² Brückenfläche in kg

Spannweite der Hauptträger m	Klasse		
	I	II	III
0-50	500	450	400
50-100	450	400	350
100-200	400	350	300
200-300	350	300	275
300-400	325	275	250
400-500	300	250	225
500-750	275	225	200
750-1000	250	200	200

zufügen und im übrigen auch für die Gleisfläche mit gleichmäßig verteilter Belastung zu rechnen. Bei eingleisigen

Strecken empfiehlt es sich, die dem schwersten Wagen mit 20 % Längenzuschlag entsprechenden gleichmäßig verteilten Ersatzlasten, soweit dieselben größer sind als die Menschenbelastung, und bei zweigleisiger Strecke die letztere zugrunde zu legen.

Bei Schnell- und Vorortbahnen sind in der Regel die Wirkungen der ungünstigsten Achsdrucke von Lastenzügen gesondert zu berechnen.

Bei der Berechnung der Hauptträger von mehr als 25 m Spannweite kann an Stelle der Einzellasten der Gruppe eine entsprechende, gleichmäßig verteilte Ersatzlast treten. Der Lastenzug des Hauptträgers besteht also in diesem Fall aus einer gleichmäßig verteilten Belastung, welche auf einer Strecke von 7 bzw. 6,5 m erhöht ist¹⁾.

IV. Windbelastung. Der statischen Berechnung ist ein Winddruck für belastete Brücken von 150 kg/m² für unbelastete Brücken von 250 kg/m² der getroffenen Ansichtsfläche zugrunde zu legen.

Die Höhe des die Fahrzeuge darstellenden, fortschreitenden Verkehrsbandes beträgt 2,50 m; bei Fußgängerbrücken ist entsprechend der Menschenbelastung ein Verkehrsband von 1,80 m Höhe anzunehmen.

Liegen mehrere Hauptträger hintereinander, so wird die getroffene Gesamtansichtsfläche nach folgender Formel bestimmt:

$$F = F_1 + \mu_1 F_2 + \mu_1 \mu_2 F_3 + \dots$$

hierin bedeutet: F_1, F_2, F_3 die Ansichtsfläche der Träger 1, 2, 3,

F_m das Verhältnis der Fläche

$\mu = \frac{F_m}{F_g}$ der Lücken der Tragwände

zur Umrißfläche derselben.

Bei Trogbrücken ist die Fläche des Verkehrsbandes von den Ansichtsflächen in Abzug zu bringen.

V. Schneebelastung. Im Allgemeinen braucht eine Belastung durch Schnee nicht berücksichtigt zu werden, da bei hoher Schneelage die Verkehrsbelastung eine geringere ist.

VI. Temperatureinflüsse. Als Grenzen der Wärmeschwankungen sind - 25° C. bis + 45° C. anzusehen. Bei einer mittleren Aufstellungstemperatur von + 10° C. kann mit Temperaturschwankungen $\pm 35^\circ$ C. gerechnet werden.

In besonderen Fällen sind zwischen einzelnen Teilen des Tragwerkes Temperaturunterschiede von 10 bis 20° C. zu berücksichtigen.

VII. Reibungskräfte. An den Lagern der Haupt-

1) Bei Benutzung der Einflußlinien ist die Laststrecke a so über der Spitze aufzustellen, daß m' der Einflußlinie parallel der Schlußlinie ist. In diesem Falle tritt das Maximum des Einflusses ein. — Bei Einflußlinien mit mehreren gleichartigen Beitragsstrecken ist die erhöhte Last nur einmal zu berücksichtigen.

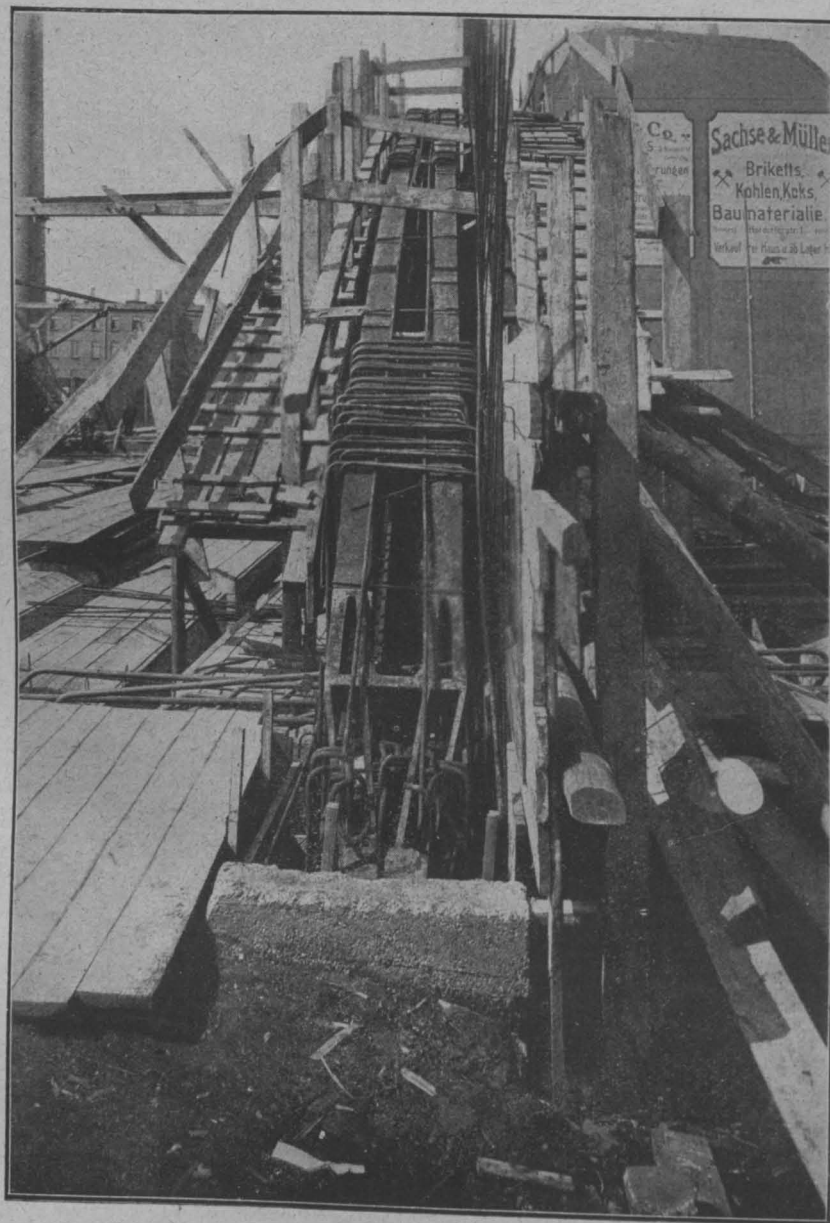
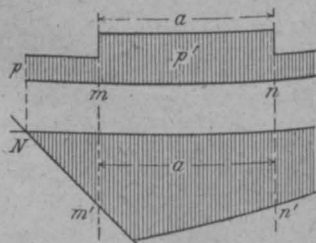


Abbildung 12. Die Gußeiseneinlagen im Bogen. Die Steintorbrücke in Halle a. S. (Umschnürter Gußeisenbeton, System Emperger.)

Berechnung in ungünstigster Stellung nebeneinander oder hintereinander angeordnet. Die von jeder Last in Anspruch genommene Breite der Brückenbahn beträgt 2,5 m.

Vor und hinter der Lastengruppe und zu ihren beiden Seiten wird die übrige Brückenfläche gleichmäßig verteilt mit Menschengedränge belastet. Das Menschengedränge kann der Klasse und Spannweite der Hauptträger entsprechend nach nachstehender Zahlentafel abgestuft werden.

Eine Abminderung der Menschenbelastung für die Fahrbahnfläche unter 300 kg/m² ist mit Rücksicht auf die Möglichkeit einer gänzlichen Belastung der Brücke mit schweren Fahrzeugen nicht zulässig.

Belastungsmaßnahmen für Straßenbahnen: Zu den Einzellasten der Lastengruppen ist auf jedem Gleis ein schwerster Kraftwagen der Straßenbahn hinzu-

träger sind die Reibungskräfte zu berücksichtigen, falls durch die Spannungen bedingt werden, die 10 % derjenigen durch Eigengewicht und Nutzlast übersteigen. An

wobei d den Durchmesser der Rollen in cm bedeutet.

Die Wirkung dieser Kräfte auf die Pfeiler und Widerlager ist in allen Fällen zu berücksichtigen.

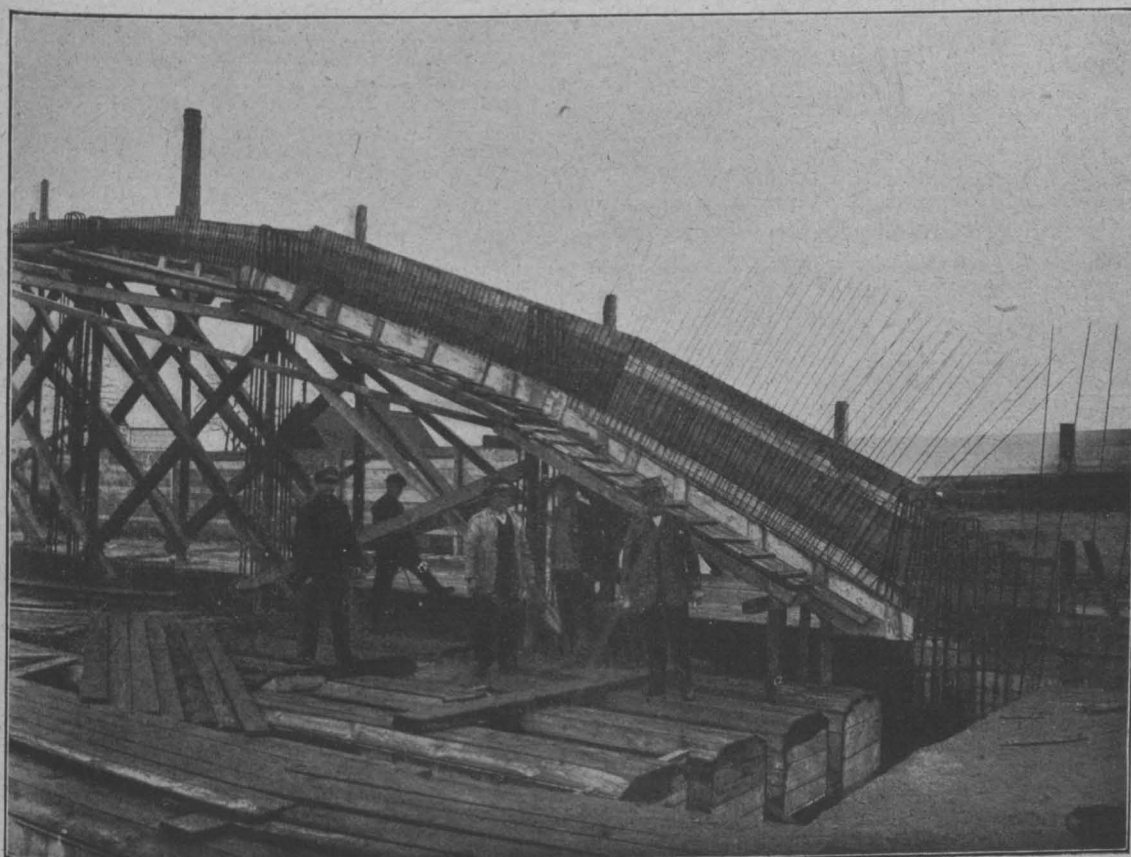


Abbildung 10. Die Umschnürungseisen im Bogen.



Abbildung 11. Das Lehrgerüst und die Einschalung.

Die Steintorbrücke in Halle a. S. (Umschnürter Gußeisenbeton, System Emperger.)

Gleitlagern ist hierbei mit einem Reibungskoeffizienten von $\frac{1}{3}$, an Rollenlagern mit einem solchen von $\frac{1}{5d}$ zu rechnen,

VIII. Sonstige Kräfte. Für die Berechnung der Geländer ist eine wagrechte Kraft von 80 kg für 1 m Geländerholm zugrunde zu legen.

B. Zulässige Beanspruchungen.

1. Als Grundspannungen werden die zulässigen Werte für die Hauptträger der Brücken I. Klasse bis 50 m Spannweite bezeichnet. Hieraus werden durch prozentuale Zuschläge die zulässigen Spannungen für andere Klassen und Spannweiten sowie für die Fahrbahn-Konstruktions-teile hergeleitet.

2. Die Grundspannungen betragen:

2. Die Größtspannungen betragen:		
für Flußeisen und Stahlformguß		1200 kg/cm ²
für gewalzten und geschmiedeten Stahl		1400 "
für Gußeisen	auf Druck	1000 "
	auf Zug	250 "
	auf Abscherung und Biegung	500 "

Für gedrückte Stäbe ist nachzuweisen, daß die Schwer-

punktsspannung kleiner ist als $\sigma_d = 1150 - 7,33 \frac{l}{i}$ für

Stäbe mit $\frac{l}{i} < 105$ und $\sigma_d = \frac{\pi^2 \cdot E}{5 \cdot \left(\frac{l}{i}\right)^2}$ für Stäbe mit $\frac{l}{i} > 105$.

3. Zu den Grundspannungen können folgende Zuschläge gemacht werden: für Brücken der Klasse II 5%, für Brücken der Klasse III 10%.

Für Brücken mit Spannweiten von mehr als 50 m für je 10 m Spannweite mehr 1%.

Der gesamte Zuschlag darf 20% nicht übersteigen.

Von den Grundspannungen müssen folgende Abzüge gemacht werden: für Querträger 10%, für Längsträger und Fahrbahnteile 20%.

4. Die Scherfläche der Niete ist mit $\frac{8}{10}$ der Schaftfläche, jene der konisch gedrehten Bolzen mit $\frac{9}{10}$ derselben anzunehmen. Der Leibungsdruck darf das 2fache der Scherbeanspruchung betragen.

5. Die zulässigen Beanspruchungen für Holz betragen:

	Nadelholz	Eichenholz
Zug	100 kg/cm ²	120 kg/cm ²
Biegung	90 "	110 "
Druck in der Faserrichtung bis zu	70 "	90 "
Druck senkrecht zur Faserrichtung	20 "	40 "
Abscheren in der Faserrichtung	10 "	20 "
Abscheren senkrecht zur Faserrichtung	30 "	60 "

Für gedrückte Holzstäbe ist ferner nachzuweisen, daß die Schwerpunktsspannung kleiner ist als

$$\sigma_d = 90 - 0,74 \frac{l}{i} \text{ für Stäbe mit } \frac{l}{i} < 81$$

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 \cdot E}{5 \cdot \left(\frac{l}{i}\right)^2} \text{ für Stäbe mit } \frac{l}{i} > 81.$$

6. Für Bauten, die einem vorübergehenden Zweck dienen (Rüstungen, Ausstellungshallen und dergl.), dürfen die vorstehenden Spannungswerte um 20% erhöht werden.

III. Begründung der Vorschläge.

Im Einzelnen möge zu den Vorschlägen Folgendes bemerkt werden:

Die Vorschläge sind in solche für Belastungsannahmen und solche für zulässige Beanspruchungen getrennt.

A. Belastungsannahmen.

Zu I. Allgemeine Angaben.

Zu 1. Die Belastung ist je nach der örtlichen Lage und der Benutzung der Brücke verschieden groß. Das Gewicht der die Brücke befahrenden Fuhrwerke wird durch die Steigungsverhältnisse und durch die den Straßenzug benutzenden industriellen Fuhrwerke oder Dampfmaschinen bestimmt. Die Bedeutung der Straßenzüge für den Verkehr ist eine recht verschiedenartige und es wird vielfach möglich sein, die schweren Transporte gewissen Straßenzügen zuzuweisen, während andere Straßenzüge von diesen nicht berührt werden.

Es ist daher in vielen Bedingungen für die Belastung von Straßenbrücken üblich, die Brücken entsprechend den Straßen, in denen sie liegen, nach Klassen einzuteilen und für diese verschiedenen Klassen abgestufte Belastungswerte einzuführen²⁾. Diese Unterscheidung ist auch in den hierzu gehörigen Vorschlägen gemacht worden und es wurden 3 Klassen von Brücken vorgesehen, deren Belastungsgrundlagen verschieden gestaltet werden sollen.

Es wird für die einzelnen Landesteile und Städte nicht schwer sein, die Straßenzüge entsprechend den vorgeschlagenen Klassen einzuteilen und dementsprechend auch die Brücken in diesen Straßenzügen zu benennen. Für die leichteren Brücken kann ein schwerer und schwerster Verkehr ausgeschlossen werden; die Brücken können entsprechend durch Aufschriften kenntlich gemacht werden³⁾.

Zu 2. Bei der Belastung von Straßenbrücken durch Fuhrwerke ist zu erwägen, welche Art Fuhrwerke gleichzeitig sich bei normalem Verkehr auf der Brücke bewegen. Zu den schwersten Lasten gehören die Dampfmaschinen, Kessel- oder Maschinentransporte und Lastautomobile. Es ist nicht anzunehmen, daß auf einer größeren Brücke sich gleichzeitig nur schwerste Lasten befinden, um so weniger, als für den Transport sehr schwerer, ungeteilter Lasten meistens durch polizeiliche Vorschriften bestimmte Bedingungen gestellt sind, die die Anmeldung ungewöhnlicher Transporte bei den Polizeiorganen und die Uebnahme gewisser Verpflichtungen bei Ausführung des Transportes auf bestimmten Straßen (z. B. Beschränkung auf die Nachtzeit verlangen⁴⁾). Hierdurch allein ist schon eine gewisse Gewähr dafür gegeben, daß auf einer Brücke nicht gleichzeitig eine größere Anzahl solcher schwerster Lasten sich befindet. Die leichteren Lasten entsprechen dem Menschen- oder rufen sogar kleinere Beanspruchungen hervor als dieses.

Im Interesse der Einfachheit der Belastungsgrundlagen wird daher die Einführung einer Lastengruppe vorgeschlagen, welche ein schwerstes und 2 schwere Fahrzeuge gleichzeitig auf der Brücke in ungünstigster Stellung vorsieht und im übrigen die Fahrbahnoberfläche und die Bürgersteigfläche mit Menschengedränge belastet.

Zu 3. Bei der Verschiedenartigkeit der Ausführung der Lastfuhrwerke bezüglich der Gewichte, des Radstandes und der Spurweite muß ein Lastenschema aufgestellt werden, welches derart gewählt wird, daß seine Wirkungen ungünstiger sind, als die Wirkung der wirklich in Frage kommenden Fuhrwerke⁵⁾.

Als schwerste Last dürfte es genügen, eine Dampfmaschine von 20 t Gewicht zugrunde zu legen mit den Abmessungen, wie sie aus den Vorschlägen (vergl. Abbildung 3) zu entnehmen sind. Der ziemlich kurze Radstand und die geringe Spurweite der Hinterräder bedingt Wirkungen auf das Tragwerk der Brücke, welche im allgemeinen ungünstiger sein werden, als diejenigen eines schwersten Lastwagens.

Es wäre im höchsten Grade unwirtschaftlich und ist daher mit Recht nicht üblich, bei der Berechnung von Brückenkonstruktionen die allerschwersten Lasten eines Wagens mit 4 Rädern zu berücksichtigen; konnte doch festgestellt werden, daß einzelne Firmen ungeteilte Lasten von 30—35 t befördern. In solchen Fällen muß man es der Industrie überlassen, durch Konstruktion zweckmäßiger Wagen mit mehr als 2 Achsen die Raddrucke so herabzumindern, daß keine unzulässigen Beanspruchungen der in Betracht kommenden Brücken entstehen.

Zu den schweren Lasten, welche in Zukunft in größerer Zahl bei den Brückenbauten in Betracht zu ziehen sein werden, gehören die Last-Automobile. Die Konstruktion der Last-Automobile ist durch die Bundesrats-Verordnung über den Verkehr mit Kraftfahrzeugen vom 3. Februar 1910, ergänzt durch die Bundesratsverordnung vom 21. Juli 1913, derart beschränkt, daß Lastkraftwagen, deren Gesamtgewicht 9 t übersteigt, nicht unter die Bestimmungen der Bundesratsverordnung fallen, d. h. daß deren Transport besonderer Genehmigung bedarf. Infolge davon haben nach den Angaben der Automobil-Industrie die schwersten Automobile nur eine Gesamtbelastung von 9 t, von der in der Regel 6 t auf die Hinterachse und 3 t auf die Vorderachse entfallen.

Den Verkehrsverhältnissen entsprechend sind demnach für die 3 Brückenklassen folgende Einzellasten in Vorschlag gebracht:

2) 1. Besondere Vertragsbedingungen für die Ausführung eiserner Brücken- und Hochbaukonstruktionen der Kgl. Bayerischen Staatsbahnen vom 1. Januar 1912. — 2. Besondere Bedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen zu Brücken und Hochbauten der Kgl. Sächsischen Staatseisenbahnen vom Jahre 1895 und Nachtrag vom April 1905. — 3. Bestimmungen über das Entwerfen eiserner Brücken der Reichseisenbahnen in Elsaß-Lothringen. 1911. — 4. Vorschriften für die Berechnung und das Entwerfen eiserner Brücken und Hochbauten der Kgl. Württembergischen Staatseisenbahnen vom Februar 1909. — 5. Vorschriften für die Badischen Staatsbahnen vom Februar 1903. — 6. Verordnung die Berechnung von eisernen Brücken betreffend, der Badischen Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaues vom 24. Juni 1903. — 7. Verordnung des österreichischen Eisenbahnministeriums betreffend die Eisenbahnbrücken, Bahnüberbrückungen und Zufahrtsstraßenbrücken vom 28. August 1904. — 8. Verordnung betreffend Berechnung und Untersuchung der eisernen Brücken und Hochbauten der der Aufsicht des Bundes unterstellten Transportanstalten der Schweizerischen Eisenbahnen vom 3. Juni 1913. —

3) Die Bestimmungen des württemberg. Ministeriums des Inneren betr. Bestimmungen für die Berechnung und Konstruktion eiserner Straßenbrücken vom 16. April 1894 schreiben in § 26 vor: „An jeder Brücke ist eine Tafel anzubringen, auf der die Jahreszahl ihrer Erbauung, ihr Eisengewicht, die zulässige Belastung, sowie die Gattung und Herkunft des verwendeten Materiales zu verzeichnen sind.“

4) Vergl. u. a. die Straßenordnung für den Stadtkreis Charlottenburg vom 31. Oktober 1902 § 10 und 11.

5) Vergl. Kayser „Belastungsannahmen für Straßenbrücken und Vorschläge für deren Vereinheitlichung“ Zeitschrift für Bauwesen, Jahrg. 1916, Heft 1—3.

Brücken der Klasse I: 1 Dampfwalze v. 20t Gewicht und 2 Last-
 automobile von je 9t Gewicht, Abb. 6.
 Brücken der Klasse II: 1 Dampfwalze v. 14t Gewicht und 2 Last-
 automobile von je 6t Gewicht, Abb. 7.
 Brücken der Klasse III: 1 Pferdewalze v. 9t Gewicht und 2 Last-
 automobile von je 6t Gewicht, Abb. 8.

Die vor dem Kriege in Benutzung befindlichen mili-
 tärischen Transportwagen und Geschütze bedingten keine
 Beanspruchungen, welche größer waren, als die durch die
 vorgeschlagenen Lastengruppen. —

(Schluß folgt.)

Erhöhung der Widerstandsfähigkeit hölzerner Zugpfähle.



ammppfähle, die in einem Bauwerk (Pfahlrost, Verankerungen) auf Zug beansprucht werden, nehmen die auf sie übertragene Zugkraft durch die Oberflächenreibung zwischen Pfahl und Erdreich auf. Man hat die Größe des Reibungs-
 widerstandes gegen Ausziehen — nach Bren-

necke, Grundbau — zu $\frac{5}{8}$ — $\frac{3}{4}$ der Tragfähigkeit des eingerammten Pfahles in Sandboden gefun-
 den, muß aber natürlich noch einen entspre-
 chend hohen Sicherheitskoeffizienten einführen.
 Wenn Belastungsversuche nicht ausgeführt wer-
 den, rechnet man in der Praxis daher vielfach
 nur mit einer zulässigen Zugbelastung von 10^t
 auf den Pfahl.

Eine Erhöhung des Widerstandes gegen Aus-
 ziehen ist durch Erhöhung der Oberflächenrei-
 bung, diese durch entsprechende Ausgestaltung
 des Pfahles an der Spitze zu erreichen. Die
 Baugesellschaft Möbus & Co., G. m.
 b. H., Charlottenburg, strebt dieses Ziel bei Holz-
 pfählen durch mit dem Pfahl verbolzte, gegen-
 einander versetzte Holzk naggen, oder durch
 einen, den Holzpahl umfassenden, in diesen
 eingelassenen und knaggenförmig vorspringenden
 Eisenbetonring an. Diese, genannter Firma durch
 D. R. G.-M. geschützte Ausbildgung, ist in Ab-
 bildung 1 und 2 dargestellt.

Um die Widerstandsfähigkeit so ausgebilde-
 ter Pfähle mit derjenigen glatter Ramm-
 pfähle in Vergleich zu stellen, sind bei Gründung einer
 Ufermauer im Anschluß an die Gotzkowsky-
 Brücke über die Spree in Berlin entsprechende
 Zugversuche in Gegenwart von Vertretern der
 Wasserbauverwaltung und der Charlottenburger
 Tiefbauverwaltung, August 1919, durchgeführt
 worden, deren günstiges Ergebnis nachstehend
 mitgeteilt sei.

Es wurden 3 Pfähle von 35 cm mittl. Durch-
 messer in Vergleich gestellt; Pfahl 1 mit Holz-
 knaggen, Pfahl 2 mit Eisenbetonring, Pfahl 3
 von gewöhnlicher glatter Form. Alle 3 wurden
 5,5 m tief in guten Sandboden eingerammt. Die
 Ausschachtungssohle lag dabei 1 m unter Spree-
 spiegel und wurde durch Pumpen trocken ge-
 halten, sodaß ein Auftrieb von 1 m Höhe wirksam
 war, was bei dem Endergebnis auch noch zu
 berücksichtigen wäre.

In Abbildung 2 ist die Baustelle, in Abbil-
 dung 3 die Zugvorrichtung dargestellt. Diese
 bestand aus einem, aus C-Eisen zusammenge-
 nielten Rahmen, der das Kopfende des zu zie-
 henden Pfahles in 75 cm Abstand mittels einge-
 klinkter Quereisen beiderseits umfaßt und so-
 lide mit ihm verbolzt ist. Durch das obere Ende
 des Rahmens sind 2 Differdinger Träger a durch-
 gesteckt, die sich mit ihren Enden auf Druck-
 wasserpressen d von je 500 Atm., gleich 200 t
 Druckwirkung, stützen, die ihrerseits auf 2 Ramm-
 pfählen ihr Auflager finden. Die Aufwärtsbe-
 wegung des Pfahles wurde als Differenz zwischen
 einer Marke am Zugpfahl und der Oberkante
 des an einem Nachbarnpfahl befestigten Brettes
 b gemessen.

Bei Pfahl 1 mit Holzk naggen wurden
 in 5 Huben mit je 5 Minuten Ruhepause die
 Zugwirkung auf 47, 56, 59, 64, 68 t gesteigert,
 wobei der Pfahl um 9, 3, 4 und 14,7 mm gehoben
 wurde. Bei der letzten Belastung scherte das
 Pfahlende ab, sodaß der Versuch nicht weiter
 fortgesetzt werden konnte.

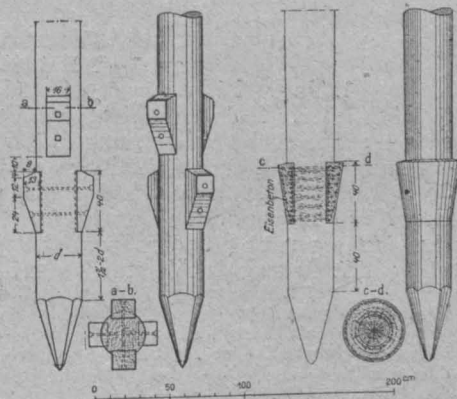
Bei Pfahl 2 mit Eisenbetonring
 wurden nur 2 Belastungsstufen angewendet. Bei
 45 t Zug hob sich der Pfahl um 2 mm, bei 62 t um
 3,5 mm und scherte dann ab.

Pfahl 3 ohne Knaggen zeigte bereits bei
 28 t Zug ein Anheben um 5, bei 40 t um 9 mm,
 bei 54 t zog der Pfahl glatt an, ein Widerstand
 war also nicht mehr vorhanden.

Der Widerstand bei Beginn des Hochziehens der Pfähle
 verhält sich also wie 47 zu 42 zu 28 t. Bei Pfahl 1 und 2
 war der Widerstand bei 68 bzw. 62 t noch keineswegs er-

schöpft, das Abscheren des Holzes, das dabei rd. 30 bzw.
 rd. 27,5 kg/cm² Beanspruchung erfuhr, machte aber weitere
 Zugbelastung unmöglich. Bei Pfahl 3 war der Widerstand

Verstärkungen an auf Zug
 beanspruchten hölzernen
 Rammpfählen durch Holz-
 knaggen oder Eisenbeton-
 ringe. D. R. G. M.
 Baugesellschaft Möbus & Co.
 G. m. b. H. in Charlottenburg.



Abbildungen 1 und 2. Pfahlformen.

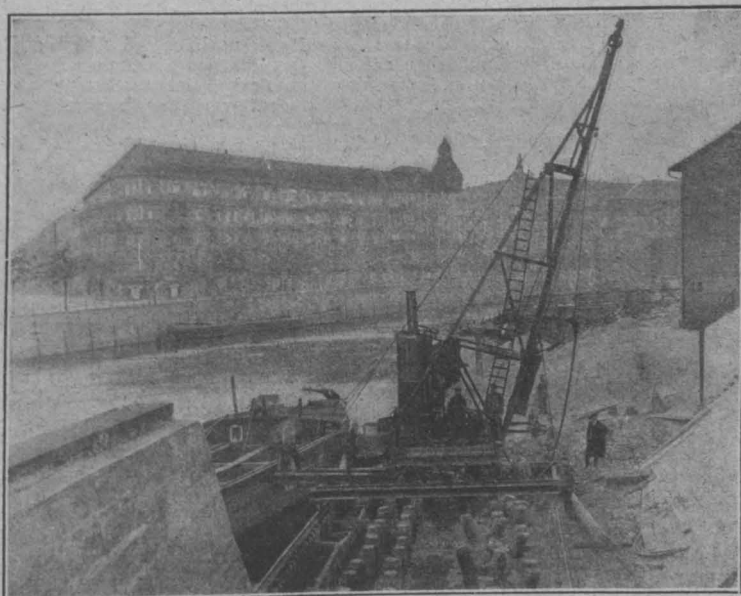


Abbildung 2. Einrammen der Pfähle an der Gotzkowsky-Brücke in Berlin.

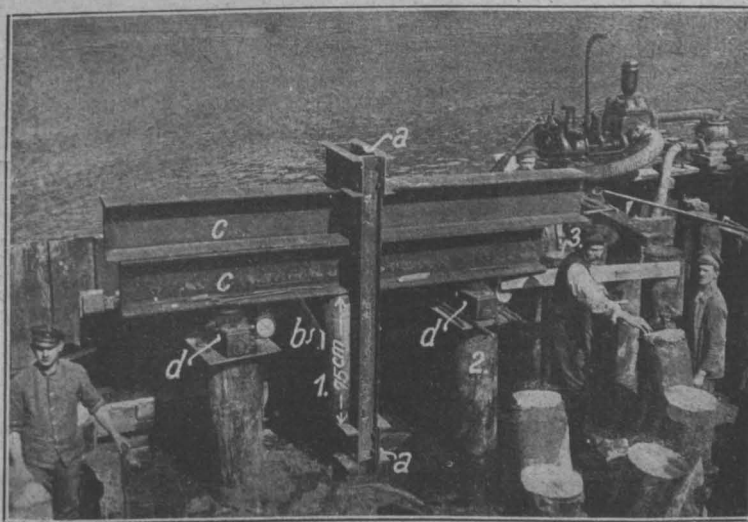


Abbildung 3. Vorrichtung zum Ausziehen der Versuchspfähle.

schon bei 54 t völlig überwunden. Hiernach darf angenom-
 men werden, daß die beiden verstärkten Pfähle mit aus-
 reichender Sicherheit mit 25 t auf Zug beansprucht werden

dürften. Von den beiden Pfahlformen hat die mit Eisenbetonring den höheren Widerstand gezeigt. Die Reibungsfläche am Holz und die Verbindung mit diesem ist eine sicherere, die Oberfläche der Knagge allerdings auch eine größere. Die Kosten stellten sich für beide Verstärkungsarten (bei Eichenholzkraggen) im August 1919 gleich hoch (25 M. für Material und Anbringen einschl. Patentgebühr). Dem Eisenbeton-Kraggenring ist also der Vorzug zu geben, wenn nach Anlieferung der Pfähle ausreichende Zeit vor der Verwendung bleibt. Diese Ausbildung besitzt auch den Vor-

zug, daß die Befestigung mittels Schraubenbolzen in Wegfall kommt, welche letztere schließlich doch einer allmählichen Zerstörung durch Rost unterworfen sind. — Fr. E.

Inhalt: Die Steintorbrücke in Halle a. S. (Umschürter Gußeisenbeton, System Emperger). (Schluß) — Vorschläge für einheitliche Belastungsannahmen und Beanspruchungen von Straßenbrücken in Deutschland. — Erhöhung der Widerstandsfähigkeit hölzerner Zugpfähle. — Deutscher Beton-Verein (E. V.). —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

Deutscher Beton-Verein (E. V.).

Tagesordnung für die 23. Hauptversammlung

am 5.—7. Mai 1920, im Gartensaal des Zoologischen Gartens in Berlin.

1. Tag. Mittwoch, den 5. Mai 1920, vormittags 9 $\frac{1}{2}$ Uhr. Innere Angelegenheiten des Vereins. Nur für Mitglieder. 1. Jahresbericht des Vorstandes. (Geschäftlicher Teil). 2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes. 3. Vorlage des Voranschlages für 1920. 4. Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. Es scheiden aus die Hrn.: Viktor Carstanjen, Josef Rank, Kommerzt. Toepffer, Kommerzt. Wölle. 5. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Hrn. Hugo Hüser, Schwenzow, Spithaler). 6. Beschlußfassung über Abhaltung einer Wanderversammlung gemäß § 9 der Satzung.

7. Antrag des Vorstandes auf Aenderung und Ergänzung der Satzung:

§ 1, Absatz 1 erhält folgende Fassung: Der am 5. Dezember 1898 gegründete „Deutsche Beton-Verein“ bezweckt die Förderung der gemeinsamen fachwissenschaftlichen Angelegenheiten seiner Mitglieder auf technischem und wirtschaftlichem Gebiet. als 2. Absatz folgt: Die Bearbeitung der besonderen wirtschaftlichen Angelegenheiten wird dem vom „Deutschen Beton-Verein“ und dem „Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland“ gegründeten „Beton-Wirtschafts-Verband“ überlassen, dem der Deutsche Beton-Verein jährlich einen, seinen bisherigen Aufwendungen für derartige wirtschaftliche Zwecke entsprechenden Beitrag leistet. Die Höhe dieses Beitrages beschließt die Hauptversammlung.

§ 3 erhält als neuen Absatz: Das ausscheidende Mitglied hat Klischees und Stempel des Vereinszeichens, vgl. § 4, Absatz 9, zu vernichten, sowie für sofortige Entfernung oder Unkenntlichmachung der auf nicht herausgegebenen Drucksachen, Briefen, Rechnungen usw. noch befindlichen Vereinszeichen Sorge zu tragen. Es darf fernerhin das Zeichen auf Betonherzeugnissen und Bauwerken usw. nicht mehr anbringen.

§ 4 erhält neue Absätze: einzufügen nach dem 8. Absatz: Die ordentl. Mitglieder sind berechtigt, das in der 22. Hauptvers. gewählte Vereinszeichen auf allen geschäftlichen Drucksachen, Briefen, Rechnungen usw. zu verwenden oder als Siegel zu benutzen, es auf den Betonherzeugnissen und Bauwerken als Stempel anzubringen. Als letzten Absatz: Jedes Mitglied ist ohne Weiteres zur Mitgliedschaft im „Beton-Wirtschaftsverband“ berechtigt, wenn es auch dem „Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland“ angehört.

§ 5, Absatz 2, Seite 6, 11. Zeile von oben ist zu streichen und dann anzufügen: von 2500001 M. bis 3000000 M. 30, von 3000001 M. bis 4000000 M. 40, über 4000001 M. 50 Anteile.

§ 6. Anstelle des 4. u. 5. Absatz tritt folgender Absatz: Vorstand im Sinne des § 26 BGB. ist der Vorsitzende des Vorstandes, in seiner Behinderung sein 1. Stellvertreter und auch in dessen Behinderung sein 2. Stellvertreter. Er vertritt den Verein rechtskräftig nach innen und nach außen. Nach dem 4. Absatz ist einzufügen: Der Vorsitzende ist ständiges Vorstandsmitglied des „Beton-Wirtschaftsverbandes“.

§ 11, Schlußbestimmung. Die den „Beton-Wirtschaftsverband“ betreffenden Bestimmungen in § 1, Absatz 2, § 4, letzter Abs., § 6, 5. Abs. können nur im Einvernehmen mit dem „Betonbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland“ geändert oder aufgehoben werden.

8. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.

Mittwoch, den 5. Mai 1920, nachmittags 2 $\frac{1}{2}$ Uhr.

Allgemeines, Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art.
Für Mitglieder und Gäste.

1. Jahresbericht des Vorstandes (Allg. Teil). 2. Bericht über die Mitwirkung des Deutschen Beton-Vereins im Deutschen Ausschuß für Eisenbeton. Berichterstatte Hr. Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel (Siegkreis). 3. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Dipl.-Ing. Naumann der Firma Windschild & Langelott, Dresden, über: „Wasserturm aus Eisenbeton für die Bayer. Stickstoffwerke, Reichswerke in Piesteritz bei Wittenberg, enthaltend 2 Wasserbehälter von 2000 cbm und 200 cbm Inhalt.“ (Mit Lichtbildern). 4. Vortrag des Hrn. Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt, über: „Der Bau von Eisenbahnwagen aus Eisenbeton.“ (Mit Lichtbildern).

2. Tag. Donnerstag, den 6. Mai 1920, vormittags 9 $\frac{1}{2}$ Uhr. 5. Vortrag des Hrn. Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe über: „Neue Methoden bei der Untersuchung von Beton und Eisenbeton.“ „Arbeiten der neuerrichteten bautechnischen Versuchsanstalt Karlsruhe.“ (Mit Lichtbildern und kinematographischen Aufnahmen). 6. Vortrag des Hrn. Reg.-Bmstrs. Tecklenburg, Gera-Reuß über: „Eisenbahn-Kriegsbauten im Westen.“ (Mit Lichtbildern). 7. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Dipl.-Ing. Schleusner der Firma Carl Brandt, Düsseldorf über: „Fortschritte in der Lösung des Torsionsproblems in den letzten Jahren.“ (Mit Lichtbildern). 8. Vortrag des Hrn. Dr.-Ing. Paul Müller der Firma Heinrich Butzer, Dortmund über: „Der Eisenbeton bei einigen Bauten größten Umfangs, ausgeführt in den Jahren 1917 bis 1919 von Heinrich Butzer, Tiefbau—Betonbau, Dortmund.“ (Mit Lichtbildern).

3. Tag. Freitag, den 7. Mai 1920, vormittags 9 $\frac{1}{2}$ Uhr. 9. Vortrag der Hrn. Dipl.-Ing. Luft, Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann A.-G. und Dipl.-Ing. Rüh, Priv.-Doz. an der Techn. Hochschule Darmstadt und berat. Ing. der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich über: „Eisenbetonschwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten, Luftdruckgründungen von Strompfeilern und im Schiffbau.“ (Mit Lichtbildern). 10. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Dipl.-Ing. Escher der Firma Gebr. Rank, München über: „Neuere Kohlenlagerhäuser in Eisenbeton.“ (Mit Lichtbildern). 11. Vortrag des Hrn. Dir. Arns der Verein. Steinwerke Kupferdreh G. m. b. H., Kupferdreh über: „Neuere Ausführungen in Betonwerkstein.“ (Mit Lichtbildern). 12. Vortrag des Hrn. Bauinsp. Meisenhelder der Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. Haardt über: „Verschiedene hervorragende, während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten.“ (Mit Lichtbildern). 13. Vortrag des Hrn. Bmstrs. Heinrich Sielken, Abteil.-Vorst. der Firma Paul Kossel & Co., Bremen über: „Bemerkenswerte Bauausführungen mit Einschluß der Kleinwohnungsbauten.“ (Mit Lichtbildern). 14. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Eisenbetonerzeugnisse. 15. Besprechung von Versammlungsteilnehmern etwa gestellter Fragen.

NB. Donnerstag, den 6. Mai 1920, 5 $\frac{1}{2}$ Uhr nachmittags, findet ein gemeinschaftliches Essen mit Damen im Zoologischen Garten statt. Anmeldungen an die Geschäftsstelle des Deutschen Beton-Vereins in Obercassel (Siegkreis).

Obercassel (Siegkreis), den 10. April 1920.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). Alfred Hüser, Vorsitzender.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

№ 4.

Fabrikgebäude in Eisenbeton für die chemische Industrie.

Von H. J. Kraus, Ingenieur der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düsseldorf. Hierzu die Abbild. S. 27.

Von der „Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H.“, Düsseldorf wurden im Jahr 1917 außer vielen anderen Gebäuden für die chemische Großindustrie die nachstehend zu beschreibenden Lager- und Fabrikationshallen ausgeführt. Von dem in Abbildung 1 im Grundriß und Abbild. 2 im Schnitt, S. 27, dargestellten Gebäudetyp wurden in 3 Baublöcken insgesamt 525 lfdm hergestellt und zwar sollten die Hallen hauptsächlich zum Füllen von Granaten dienen; hiermit ging natürlich Hand in Hand das Vorrichten der Munition, das Aufstapeln der leeren und vollen Granaten sowie das Verladen der letzteren in die Eisenbahnwagen, die auf den rechts und links der Gebäude angelegten Gleisen an- und abgefahren wurden. Ein kleiner Teil der Gebäude war auch als Werkstatt eingerichtet, während ein weiterer Teil als Büro für das Abnahmekommando sowie für das erforderliche technische und kaufmännische Personal diente.

Bei der Planung der Gebäude war der Verwendungszweck derselben auch in Bezug auf etwa entstehende Explosionen zu beachten, in dem dafür zu sorgen war, daß im gegebenen Fall dem Explosionsdruck durch die Konstruktion der Gebäude nicht zu großer Widerstand geleistet wurde; hierdurch sollten die etwa eintre-

tenden Schäden verringert werden. Aus diesem Grunde ist die Dachhaut aus leichten Bimsbetonplatten herge-

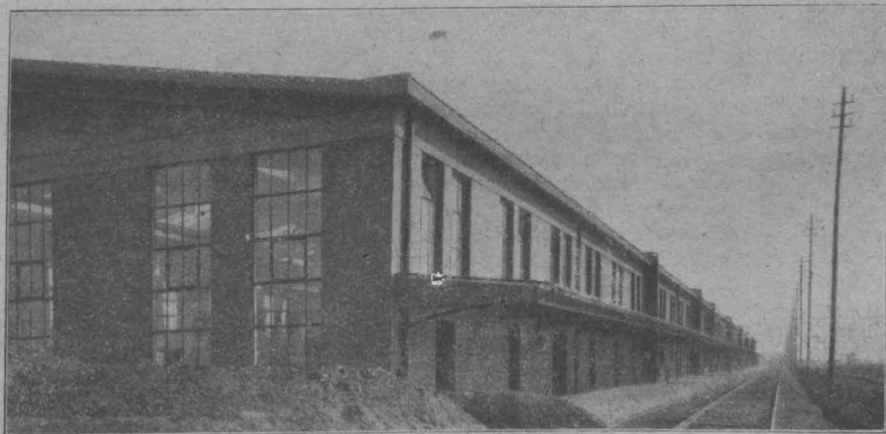


Abbildung 4 und 5. Inneres und Äußeres des Fabrikbaues.

stellt worden, die nur lose auf den Eisenbeton-Dachpfetten verlegt sind; ferner wurden die Fensterrahmen aus Holz gefertigt und dergl. mehr. Um das Ueberspringen von Feuer von einem Arbeitsraum in einen anderen zu verhüten, wurden die inneren Querwände, die wie alle anderen Wände aus Beton bestehen, an den beiden Längsfronten bis 0,75 m vor Gebäude-Außenkante geführt; um das gleiche Maß reichen die Querwände über die Umrißlinie des Daches hinaus.

Wie aus dem Querschnitt in Abbildung 2 zu ersehen ist, beträgt die lichte Weite des Gebäudes 20 m; durch die Anordnung der Mittelstützen wird dieses Maß unterteilt, sodaß der stützenfreie Raum rd. 10 m breit ist. In der Längsrichtung der Gebäude beträgt der Stützen- oder Binderabstand 5 m. Von den Wandstielen der Binder kragen zu beiden Seiten der Gebäude 2,75 m weit ausladende Konsolen aus, welche die Glas- und Vordächer tragen. Letztere dienen als Ueberdachung der Verkehrswege der einzelnen Räume untereinander, da aus Gründen der Explosions- und Feuersicherheit die Räume untereinander nicht durch Türen verbunden sind; das Betreten aller Räume ist also nur von außen und zwar von den beiden Längsseiten aus möglich.

Das Innere der Gebäude wird erhellt durch die in großen Abmessungen angeordneten Fenster und Oberlichter. Die Oberlichter sind an einer Seite mit einer Entlüftungs-Jalousiewand versehen, um den in einzelnen Räumen in geringem Umfange entstehenden Dämpfen Abzug zu verschaffen. Der Fußboden und die Befestigung der beiderseitigen 3,75 m breiten Verkehrswege an den Längsseiten der Gebäude besteht aus einem 5 cm starkem säurefesten Eisenklinker-Belag auf einer 20 cm starken Betonunterlage. Die Gründung der Fundamente gestaltete sich sehr einfach, da ein verhältnismäßig guter Kiesboden in großer Schichtstärke vorhanden war und bis an die Erdoberfläche trat. Es war also nur nötig, mit den Fundamentsohlen bis auf frostfreie Tiefe zu gehen; als größte Bodenbeanspruchung wurden 2 kg/cm² zugelassen.

Die Binder, die auch über den inneren Querwänden angeordnet worden sind, bilden dreistiellige Rahmen, deren Feldmomente durch die Kragträger der Vordächer wesentlich vermindert werden. Bei der Berechnung wurden als statisch Unbekannte der in den

Stützgelenken in Fußbodenhöhe angreifende Horizontalschub X_1 und der Druck der Mittelstütze X_2 gewählt. Die Mittelstütze ist also am Kopf gelenkartig mit dem Rahmenriegel verbunden gedacht; die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente der Rahmenquerschnitte und der Einfluß von Temperaturänderungen wurden nicht berücksichtigt. Die Ermittlung der statisch unbestimmten Größen erfolgte nach einem graphisch-analytischen Verfahren aus den Gleichungen:

$$X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} = \sum P_m \delta_{1m} \quad (\text{Vergl. Handbuch für Eisenbeton-} \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} = \sum P_m \delta_{2m}) \quad \text{bau, Bd. 4, Teil I, 1. Aufl., S. 517.)}$$

Die Berechnung wurde für folgende Belastungsfälle aufgestellt: für Eigengewicht, Schneelast, Belastung durch einen etwa einzubauenden Kran von 1 t Nutzlast und für Windlasten.

Hieraus ergab sich ein größtes Feldmoment von + 16 990 mkg und ein M_{\max} über der Mittelstütze von — 16 540 mkg.

Die Eiseneinlagen der Binder sind aus Abbildung 3 zu ersehen. Bei Berechnung der Mittelstützen wurde die Annahme gemacht, daß diese zwecks Aufnahme der geringen Biegemomente, welche durch die exzentrische Anordnung der Lasten der später etwa einzubauenden Krane entstehen, in den Fundamenten eingespannt sind.

Die an den Fußgelenken der Außenstützen der Binder auftretenden Horizontalschübe sind nur gering, sodaß diese von den unter den Außenmauern angeordneten Fundamenten leicht aufgenommen werden können.

Nach dem Entfernen der Schalung von der Betonkonstruktion wurden die gesamten inneren Wand- und Deckenflächen zweimal mit Kalkmilch gestrichen. Abbildung 4 bringt das Innere eines fertigen Raumes zur Anschauung. Die Außenflächen der Gebäude erhielten einen Zementputz, teilweise mit Spritzbewurf. Abbildung 5 zeigt eines der Gebäude von außen.

Die gesamten Arbeiten der 3 Baublöcke von zusammen 525 m Länge bis zur schlüsselfertigen Herstellung nahmen 246 Arbeitstage in Anspruch, an denen durchschnittlich 250 Arbeiter, Vorarbeiter usw. beschäftigt wurden. Hierin ist die Vorbereitung der Baustelle und das Wiederabräumen derselben, sowie der An- und Abtransport der Maschinen, Baugeräte, Schalungen usw. eingerechnet. —

Vorschläge für einheitliche Belastungsannahmen und Beanspruchungen von Straßenbrücken in Deutschland.

Von Professor H. Kayser in Darmstadt. (Schluß.)



Zu II. Eigengewicht. Wegen der Besprechung des Eigengewichtes sind im Allgemeinen in den geltenden Vorschriften keine wesentlichen Unterschiede enthalten. Für die Fahrbahn können die tatsächlichen Gewichte und für die Hauptträger Formel- oder Erfahrungswerte benutzt werden. Um Unterschätzungen der Gewichte zu vermeiden, ist die Bestimmung vorgesehen, daß die wirklichen Gewichte von den geschätzten Gewichten nicht mehr als 10 % abweichen dürfen. Die Eigenlast der Hauptträger kann im Allgemeinen als gleichmäßig verteilt angesehen werden. Nur in besonderen Fällen oder bei Spannweiten über 100 m müssen die tatsächlichen Eisengewichte für die Bestimmung der Knotenlasten berücksichtigt werden.

Zu III. Nutzbelastung. Die 3 Lasten einer Lastengruppe sollen derart zur Aufstellung kommen, daß sie für den jeweils zu berechnenden Trägerteil den ungünstigsten Einfluß ausüben. Sie können also in jeglicher Weise hintereinander oder nebeneinander gruppiert werden. Für die Hauptträger wird bei Vorhandensein von drei Verkehrsstreifen i. d. R. als ungünstigste Stellung diejenige in Betracht kommen, bei der die 3 Lasten nebeneinander stehen mit der schwersten Last an der Bordschwelle; bei der Aufstellung der Lasten können diese so weit auseinander gestellt werden, daß jede Last einen Streifen von 2,5 m in Anspruch nimmt. Ist die Breite der einzelnen Verkehrsstreifen geringer als 2,5 m, so sind die Lasten entsprechend enger zusammen zu stellen. Wenn die Fahrbahnbreite mehr Platz als für 3 schwere Lasten bietet, so genügt es, neben denselben Menschengedränge zu berücksichtigen. Da anzunehmen ist, daß auf der übrigen Brückenfläche keine weiteren sehr schweren Lasten sich befinden, sondern daß dort sich leichte und schwere Wagen in zufälliger Reihenfolge bewegen, so

kann für diesen Teil der Fahrbahn eine gleichmäßig verteilte Belastung zugrunde gelegt werden, welche der Menschenbelastung entspricht.

Was die Menschenbelastung anlangt, so sind bezüglich derselben in den letzten Jahren mancherlei Versuche angestellt worden, welche beweisen, daß unter ungünstigsten Verhältnissen eine Belastung für 1 m² mit 7—800 kg denkbar ist¹⁾. In diesem Fall ist aber eine Bewegung der Menschenmasse nicht mehr möglich. Mit so dichter Belastung eines Brückenbauwerkes im Ganzen braucht jedenfalls nicht gerechnet zu werden. Es genügt, wie es auch in der Mehrzahl der Vorschriften vorgesehen ist, mit einer Belastung von 500 kg/m² zu rechnen. Die bayerischen Vorschriften sehen sogar nur eine Belastung von 360 kg/m² vor, was aber namentlich dann zu wenig sein dürfte, wenn man die Menschenbelastung für die Fahrbahnfläche als Ersatz für schwere Fuhrwerksbelastung ansieht.

Bei sehr langen Brücken oder bei Brücken großer Spannweite ist die Frage zu untersuchen, ob für die gesamte Brückenlänge ein so dichtes Menschengedränge jemals zu erwarten ist, daß man mit 500 kg auf 1 m² für die ganze Brücke zu rechnen hat. In vielen Fällen werden in der Umgebung des Bauwerkes überhaupt nicht so viel Menschen wohnen, als nötig sind, um eine derartig dichte Belastung hervorzurufen. Auch die Belastung durch Truppenkörper, die sich in Bewegung befinden oder durch militärische Transporte bedingt in solchem Fall keine Belastung, welche an die vorgeschlagenen Größtwerte heranreicht.

Es erscheint daher zulässig, in gewissen Fällen außerhalb von Städten und bei großer Spannweite der Brücke mit

¹⁾ Vergl. u. a. Zentralbl. der Bauverwaltung. 1904, S. 380 und 504, 1912, S. 185 und 235, Beton und Eisen 1907, S. 136, Der Brückenbau 1913, S. 82.

Abbildung 3.

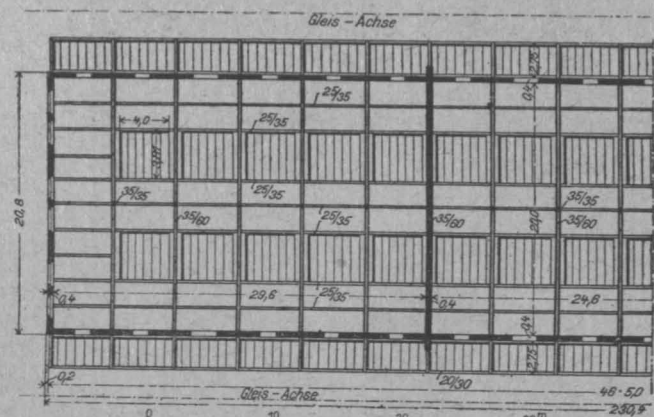
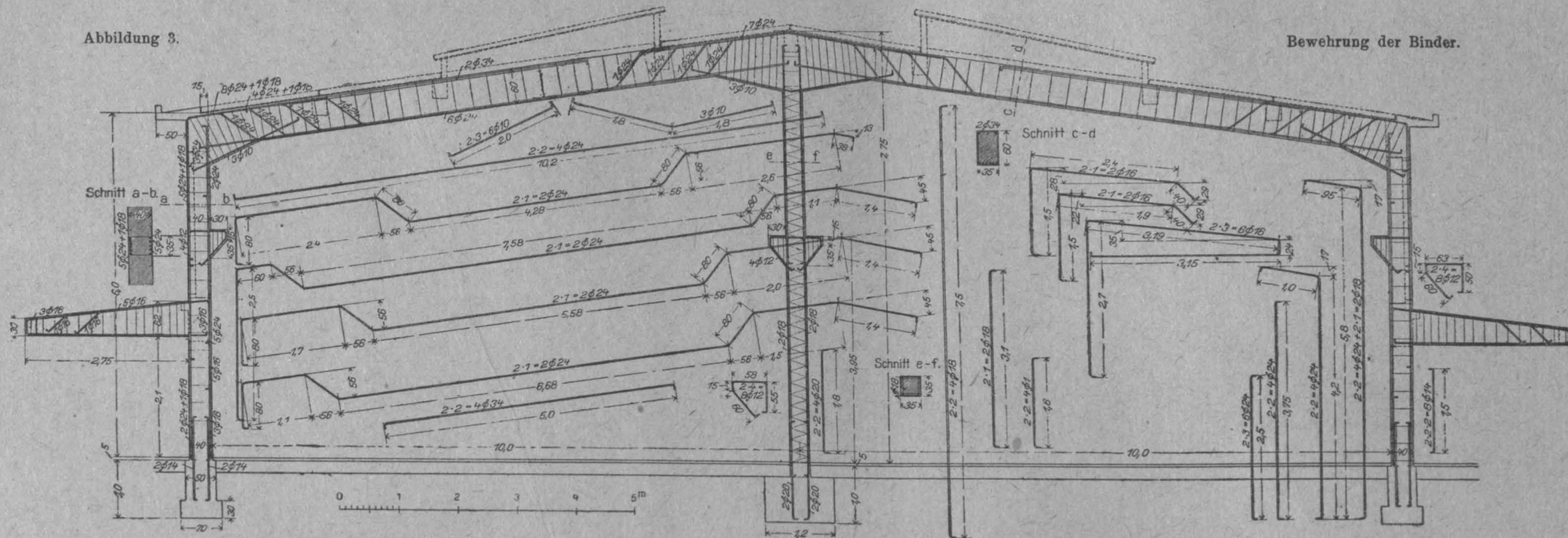
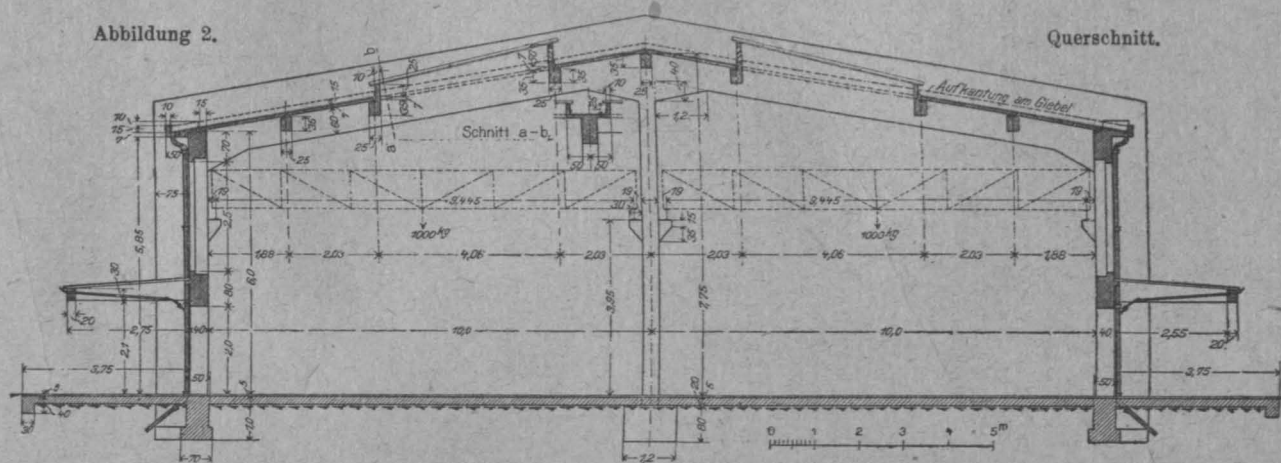


Abbildung 1. Grundrißteil der Fabrikhalle.

Abbildung 2.



Fabrikgebäude in Eisenbeton für die chemische Industrie. Ausführung: Allgemeine Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düsseldorf.

einer durchschnittlichen Menschenbelastung zu rechnen, die der Spannweite entsprechend abgestuft ist. Als Zahlentafel für diese Abstufung dürfte die in den Vorschlägen enthaltene zweckmäßig sein. Für die Belastung der Fahrbahnfläche hätte mit Rücksicht auf den Fuhrwerksverkehr als unterste Grenze eine gleichmäßig verteilten Belastung von 300 kg/m^2 zu gelten.

Besondere Beachtung verdient die Belastung der Brückenbauwerke durch die Straßenbahn. Die Achslasten

Motor- und Anhängewagen gleichmäßig verteilt belasten, so lange diese Belastung größer ist, als die entspr. Menschenbelastung. Anderenfalls ist die letztere einzuführen.

Bei zweigleisigen Ausführungen ist zu beachten, daß bei derartigem Massenverkehr eine Vollbelastung der Bahn in der Regel nur nach einer Richtung hin stattfindet, so daß also nur das eine Gleis ungewöhnlich schwer belastet wird, während das andere Gleis eine leichtere Belastung trägt. Es wird daher in diesem Fall genügen, zu der Lasten-

gruppe, soweit die Fahrbahnbreite dies zuläßt, noch einen oder zwei schwerste Kraftwagen der Straßenbahn zu stellen und im Uebrigen die Gleisfläche mit Menschengedränge zu belasten.

Für die Hauptträger entsteht unter den gemachten Voraussetzungen ein Lastenzug, welcher aus Belastungsstrecken mit gleichmäßiger Verteilung und einer Anzahl Einzellasten besteht.

Die Aufstellung dieses Lastenzuges hat in ungünstigster Stellung zu erfolgen und wird vielfach mit Hilfe der Einflußlinien zu geschehen haben. Die Rechnungen werden sich in vielen Fällen einfacher gestalten lassen, wenn man an Stelle der Einzellasten auf die Länge der Lastengruppe eine erhöhte gleichmäßig verteilte Belastung einführt. Die den größten Einfluß hervorbringende Aufstellung eines derartigen Lastenzuges, der nur aus gleichmäßig verteilter Belastung besteht, welche auf einer Strecke a einen erhöhten Betrag aufweist, läßt sich leicht durchführen, wenn man die in den Vorschlägen gegebene Regel beachtet.

Zu IV. Windbelastung. Als Windbelastung sind die gleichen Werte eingeführt, wie sie bei Eisenbahnbrücken üblich sind. Es liegt kein Grund vor, bei Straßenbrücken andere Werte zu wählen. Auch bei Straßenbrücken wird bei einer Windbelastung von 150 kg/m^2 der Verkehr auf der Brücke aufhören, da eine Bewegung bei einem derartigen Orkane nicht mehr möglich ist. Wenn mehrere Hauptträger hintereinander liegen, so kann die windgetroffene Fläche der im Windschatten gelegenen Hauptträger entsprechend dem Verhältnis der Maschenweite des Trägers zur Umrißfläche abgemindert werden. Als Maßstab hierfür ist eine vielfach gebräuchliche Formel benutzt, welche

sich in der badischen Verordnung vom 24. Juni 1903 „Die Berechnung von eisernen Brücken betreffend“ befindet.

Zu V. Schneebelastung. Die Ansichten bezüglich Berücksichtigung von Schneelasten bei Straßenbrücken gehen auseinander. Nach den bayerischen Vorschriften soll für die Fahrbahnfläche eine Schneebelastung von 100 kg/m^2 und für die Fußwegfläche eine solche von 50 kg/m^2 berücksichtigt werden. In anderen Vorschriften wird Schneebelastung unbeachtet gelassen. Eine Schneebelastung von $75\text{--}100 \text{ kg/m}^2$ entspricht einer Schneehöhe von $60\text{--}75 \text{ cm}$.

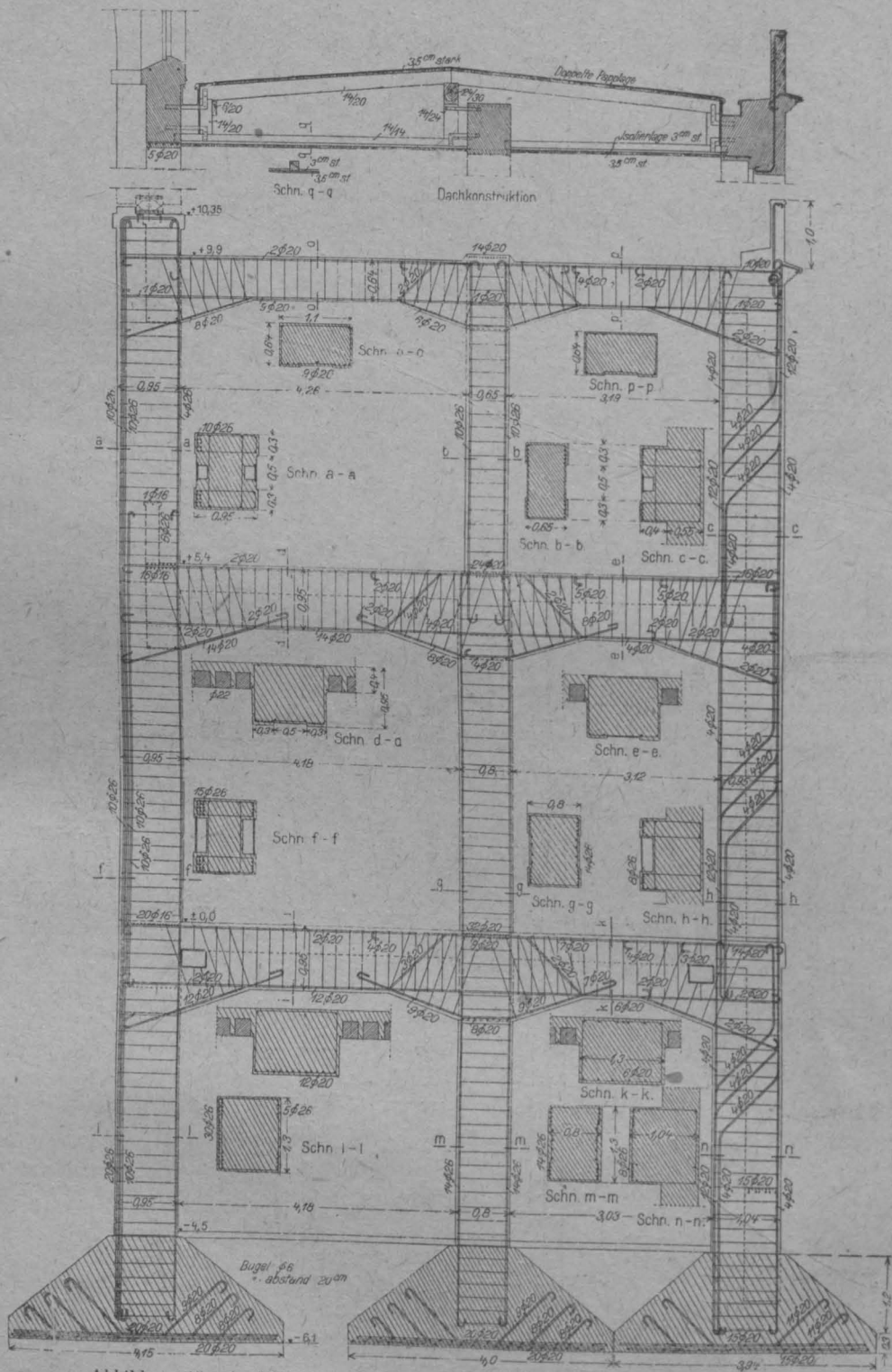


Abbildung 15. Ausbildung und Bewehrung der Stockwerksrahmen der Endbauten. Obst- und Gemüse-Großmarkthalle der Stadt Berlin.

und Radstände der Straßenbahnwagen sind in den verschiedenen Städten Deutschlands außerordentlichen Schwankungen unterworfen. Die Belastung auf 1 m^2 benutzter Fläche schwankt zwischen 280 und 840 kg . Sie beträgt meist zwischen 400 und 500 kg , entspricht also den vorgeschlagenen Zahlen für Menschengedränge. Bei eingleisigen Ausführungen der Straßenbahn wird man zu der vorgeschlagenen Lastengruppe noch einen schwersten Kraftwagen der Straßenbahn hinzufügen und im Uebrigen die Fläche des Gleises entsprechend den Gewichten der größten verkehrenden

Bei einer derartig hohen Schneelage ist aber ein großer Verkehr auch auf den Straßenbrücken ausgeschlossen. Bei geringer Schneehöhe spielt ihr Gewicht gegenüber dem Menschengebränge und dem Eigengewicht des Bauwerkes keine erhebliche Rolle mehr. Mit Rücksicht auf die Vereinfachung der Rechnung dürfte es daher zulässig sein, die Schneebelastung außer Betracht zu lassen.

Zu VI. Temperatureinflüsse. Als Grenzen der Temperaturschwankungen sind die vielfach gebräuchlichen Werte von -25° Celsius und $+45^{\circ}$ Celsius eingeführt. Es liegt keine Veranlassung vor, für das Gebiet des Deutschen Reiches andere Grenzen festzusetzen.

Zu VII. Reibungskräfte. Eine Berücksichtigung der Reibungskräfte an den Auflagern findet sich nur in wenigen Vorschriften. Trotzdem erscheint es zweckmäßig, eine Berücksichtigung der Reibungskräfte dann zu fordern, wenn ihr Einfluß auf die Spannungen mehr als 10 % derjenigen Spannungen beträgt, die durch Eigengewicht und Nutzlast hervorgerufen sind. Eine Berücksichtigung der Reibungskräfte ist auch deswegen erwünscht, damit fehlerhafte Lagerkonstruktion und zu schwache Pfeiler und Widerlagerabmessungen vermieden werden.

B. Zulässige Beanspruchungen.

Zu 1. Die zulässigen Beanspruchungen für Straßenbrücken sollten ebenfalls entsprechend der Klasseneinteilung abgestuft werden. Bei Brücken der Klasse I sind Überlastungen eher zu erwarten, als bei Brücken der anderen Klassen. Auch sind Verstärkungen an diesen Brücken meist mit erheblichen Verkehrsstörungen verbunden. Man wird daher für Brücken der Klasse I kleinere Spannungen zulassen, als für Brücken der Klassen II und III.

Auch der Spannweite entsprechend ist eine Abstufung der zulässigen Beanspruchungen begründet. Je größer das Eigengewicht ist, im Verhältnis zu der Nutzbelastung, desto geringer ist verhältnismäßig die Formänderungsarbeit des Bauwerkes und seiner Teile unter der Nutzbelastung, desto geringer sind aber auch die Zusatzspannungen infolge dynamischer Einflüsse. Es ist daher wohl berechtigt, bei großen Brücken eine größere zulässige Beanspruchung zuzulassen, als bei kleinen Brücken.

In den hierzu gehörigen Vorschlägen ist daher als „Grundspannung“ diejenige zulässige Spannung bezeichnet, welche für Hauptträger der Brücken I. Klasse bei 50 m Spannweite gilt. Für höhere Spannweiten und für andere Klassen sind prozentuale Zuschläge festgesetzt, ebenso wie prozentuale Abminderungen für Querträger, Längsträger und andere unmittelbar belastete Brückenteile.

Zu 2. Die vorgeschlagenen Grundspannungen entsprechen den üblichen Festsetzungen.

Besondere Beachtung verdient die Berechnung der Druckstäbe. Es kann nach den neueren Versuchen und Forschungen als feststehend angenommen werden, daß die Anwendung der Eulerschen Knickgleichung nicht für alle Stabarten zulässig ist. Für schlanke Stäbe mit einem Längenverhältnis von $\frac{l}{i} > 105$ wird bei 5facher Sicherheit die Eulergleichung zur Anwendung vorgeschlagen.

Für gedrungene Stäbe mit einem Längenverhältnis $\frac{l}{i} < 105$ könnte mit den empirischen Formeln von Tetmajer oder mit den bekannten Druckbiegungsgleichungen²⁾ gerechnet werden. Die Sicherheitszahl darf in diesem Falle von 5 bis etwa 2 bis 3 für kurze Stäbe abnehmen. Der gemachte

²⁾ Vergl. Kayser, Ueber die Berechnung von Druckstäben, Zentralbl. d. B. 1912, S. 121.

³⁾ Vorschriften betreffend die Berechnung gedrückter Konstruktionsteile aus Eisen oder Holz mit Rücksicht auf Knickung, der österreich. Staatsbahnen vom 16. Februar 1907.

Obst- und Gemüse-Großmarkthalle der Stadt Berlin.

Von Karl Bernhard. (Fortsetzung aus No. 2 statt Schluß.) Hierzu die Abbildung Seite 28.

Die Eigenart des Tragwerkes besteht darin, daß Eisenbetonrahmen als Widerlager für die z. T. beträchtlichen Seitenkräfte der Bogenbinder zu dienen haben. Senkrecht werden sie außer durch die Dachlasten noch durch die Decken des Erd- und Obergeschosses belastet. Die gewöhnlichen Rahmen zwischen zwei Bogenbindern haben 2 Stiele (Abbildung 4 in No. 1), während für die Endstockwerksbauten, die nur auf einer Seite Schub erhalten, noch ein dritter Stiel vorgesehen wurde. Abbildung 15 zeigt einen solchen Binder. Wegen der Bedeutung dieser Rahmen im Tragwerk, und da Näherungsverfahren nicht zum Ziele führten, wurde eine eingehende Berechnung der Rahmen durchgeführt, die

neue Vorschlag, die zulässige Druckspannung gedrungener Stäbe mit der Formel $\sigma_d = 1150 - 7,33 \frac{l}{i}$ zu berechnen, schließt sich den Tetmajer'schen Versuchswerten an. Die Spannungen nehmen von der Eulerspannung bei $\frac{l}{i} = 105$ von $\sigma_d = 380 \text{ kg/cm}^2$ geradlinig bis zu einem Größt-

wert von 1150 kg/cm^2 für ganz kurze Stäbe ($\frac{l}{i} = 0$) zu. Dementsprechend nehmen die Sicherheitsgrade von 5 bis 2,69 allmählich ab. Die gewählte Spannungsgerade tangiert die Eulerkurve bei $\frac{l}{i} = 105$.

Ob man die von mir vorgeschlagenen Spannungsgerade für gedrungene Stäbe wählt oder dieselben nach einem anderen Verfahren berechnet, jedenfalls sollten die Sicherheitsgrade gegenüber den Tetmajerwerten einheitlich festgesetzt werden. Ansätze hierzu finden sich z. B. in den Vorschriften der Badischen Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaues vom 24. Juni 1903. Im Interesse der Erzielung einer einheitlichen Berechnungsweise der Druckstäbe für das ganze Reich dürfte es sich vielleicht empfehlen, diese Frage gesondert zu behandeln und wegen ihrer Wichtigkeit und Schwierigkeit besondere einheitliche Vorschriften für die Berechnung von Druckstäben mit Beispielen für die Berechnung zu erlassen, ähnlich wie das vor einigen Jahren in Oesterreich geschehen ist³⁾.

Zu 3. Die hier gemachten Zuschläge bedürfen keiner weiteren Begründung; sie entsprechen vielfach bestehenden Vorschriften und herrschenden Anschauungen. Der gesamte Zuschlag zu den Grundspannungen soll jedoch 20 % nicht überschreiten.

Zu 4. Für die Berechnung der Niete und Bolzen sind die üblichen Annahmen gemacht.

Zu 5. Weit auseinander gehen die Festsetzungen bezüglich der zulässigen Beanspruchungen für Holz. Eingehende Bestimmungen hierüber enthalten die bayerischen Vorschriften vom 1. Januar 1912, welche auch der Verschiedenartigkeit der Festigkeit des Holzes senkrecht und parallel zur Faserichtung Rechnung tragen. Es sind daher diese Bestimmungen übernommen worden, nur mit der Abänderung, daß für gedrückte Stäbe besondere Vorschriften aufgenommen sind, welche besagen, daß für

Stäbe mit einem Längenverhältnis $\frac{l}{i}$ größer als 81 nach der Eulerformel mit 5facher Sicherheit gerechnet werden soll und daß von diesem Grenzwert an die zulässige Schwerpunktsspannung geradlinig bis zu dem Höchstwert $\sigma_b = 90 \text{ kg}$ zunimmt.

Die hierdurch erhaltenen Sicherheitsgrade nehmen von dem Größtwerte 5 allmählich bis auf einen Wert 3,24 ab.

Mit Rücksicht auf die Verschiedenartigkeit der Holzfestigkeiten und deren Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Holzes scheint es zweckmäßig zu sein, hier mit etwas höheren Sicherheitsgraden zu rechnen, als beim Eisen.

Eine Bestimmung darüber, daß bei Bauten, die einem vorübergehenden Zweck dienen (Rüstungen, Ausstellungshallen und dergleichen) eine erhöhte Spannung zugelassen werden soll, dürfte Zustimmung finden.

Weitere Festsetzungen über zulässige Beanspruchungen bei Straßenbrücken dürften zur Zeit nicht notwendig sein, da die Beanspruchungen anderer Baustoffe sich weniger leicht einheitlich festsetzen lassen, sich vielmehr nach deren Festigkeit und sonstigen Eigenschaften im Einzelfall zu richten haben. Sollten auch hier weitergehende Bestimmungen gewünscht werden, so könnten diese im Anschluß an die Bedingungen der bayer. Staatseisenbahn getroffen werden.

manches Interessante bietet und deshalb nachstehend kurz dargestellt werden soll. Sie stellt eine Anwendung bzw. Erweiterung des — auch von anderer Seite angegebenen — von Dipl.-Ing. Ehlers Jahrg. 1918 in den „Mitteilungen“ No. 19, 20 und 22 entwickelten Verfahrens dar und ist von den Dipl.-Ing. Fehmer und Knochke in meinem Büro bearbeitet. Es stützt sich auf die Bedingung, daß die Summe der Aenderungen zweier gegenüber liegender Rahmenwinkel gleich 0 sein muß und bestimmt diese Winkeländerungen mit Hilfe der Clapeyron'schen Gleichungen.

Für die gewöhnlichen Rahmen gelten die Abmessungen und Bezeichnungen der Abbildung 16. Die gestrichelten Linien bezeichnen diejenigen Querschnitts-Kanten, die durch positive Momente Zug erhalten. Die wirklichen Längen h

und b der Stäbe werden ersetzt durch Werte h' und b' , die sich zu den wahren Längen verhalten wie die Trägheitsmomente der Stäbe zum Trägheitsmoment des Pfostens im Erdgeschoß. Diese Verhältnisse sind folgendermaßen geschätzt:

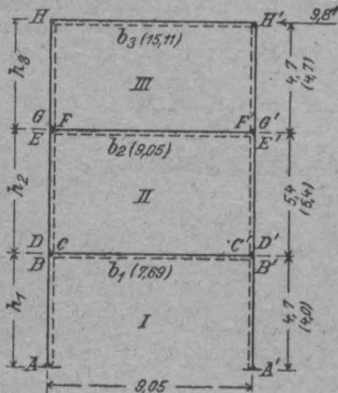


Abbildung 16.

$$\begin{aligned} \frac{J_e}{J_{h_1}} &= 0,85, \\ \frac{J_e}{J_{h_2}} &= \frac{J_e}{J_{h_3}} = 1, \\ \frac{J_e}{J_{b_1}} &= 0,85, \\ \frac{J_e}{J_{b_2}} &= 1, \quad \frac{J_e}{J_{b_3}} = 1,67 \end{aligned}$$

Daraus ergaben sich die in der Abbildung 16 eingeklammerten rechnungsmäßigen Längen.

Die Berechnung ist für den Horizontalschub und für die senkrechten Belastungen getrennt durchgeführt.

Wirkt nur der Horizontalschub, so ergeben sich wegen der für die Summe zweier gegenüberliegender Winkeländerungen oben angegebenen Bedingung die Gleichungen:

$$\begin{aligned} 1) & 3 M_A b'_1 + 3 M_B h'_1 + 2 M_C b'_1 + M_G b'_1 = 0 \\ 2) & -M_C b'_1 - 2 M_D b'_1 + 3 M_E h'_2 + 3 M_F b'_2 + M_F b'_2 = 0 \\ 3) & -M'_F b'_2 - 2 M'_F b'_2 + 3 M_G h'_3 + M_H (3 h'_3 + 2 b'_3) + M'_H b'_3 = 0 \end{aligned}$$

Jede dieser Gleichungen stellt die Zusammenziehung zweier Clapeyron-Gleichungen dar, z. B. die zweite eine solche für die Felder eines durchlaufenden Trägers mit den Stützpunkten C C D E und D E F F.

Belastungsglieder treten bei Betrachtung der Seitenkraft am Oberriegel nicht auf. Die Normalkräfte können hier vernachlässigt werden.

Unter Berücksichtigung von $M_A = M'_A$, $M_B = M'_B$ usw. (infolge Symmetrie) und durch Einsetzen der Zahlenwerte für b und h erhalten die Gleichungen 1, 2 und 3 folgende Form:

$$\begin{aligned} 1) & 12 M_A + 12 M_B + 7,69 M_C = 0 \\ 2) & -7,69 M_C + 16,2 M_D + 16,2 M_E + 9,05 M_F = 0 \\ 3) & -9,05 M_F + 14,1 M_G + 29,21 M_H = 0 \end{aligned}$$

Die Gleichgewichtsbedingung für die 3 ständigen Knotenpunkte liefert die Gleichungen:

$$\begin{aligned} 4) & M_B = M_C + M_D \\ 5) & M_E = M_F + M_G \end{aligned}$$

Ferner ist in jedem Rahmenviereck $\Sigma H = 0$, also:

$$\frac{M_B - M_A}{h_1} - \frac{M'_B - M'_A}{h_1} - 9,8 = 0$$

oder:

$$6) (M_B - M_A) = \frac{9,8 \cdot 4,7}{2} = 23,03$$

Ebenso ist:

$$\frac{M_E - M_D}{h_2} - \frac{M'_E - M'_D}{h_2} - 9,8 = 0$$

$$7) (M_E - M_D) = \frac{9,8 \cdot 5,4}{2} = 26,46$$

Ferner ist:

$$\frac{M_H - M_G}{h_3} - \frac{M'_H - M'_G}{h_3} - 9,8 = 0$$

$$8) (M_H - M_G) = \frac{9,8 \cdot 4,7}{2} = 23,03$$

Man hat nun für die 8 Unbekannten 8 Gleichungen, deren Auflösung die Eckmomente infolge der wagrechten Seitenkraft wie folgt ergibt:

$$\begin{aligned} M_A &= -17,90 \text{ tm}; M_B = +5,13 \text{ tm}; M_C = +19,92 \text{ tm}; \\ M_D &= -14,79 \text{ tm}; M_E = +11,67 \text{ tm}; M_F = +22,49 \text{ tm}; \\ M_G &= -10,82 \text{ tm}; M_H = +12,21 \text{ tm}. \end{aligned}$$

Entsprechende Gleichungsgruppen werden für die senkrechten Belastungen aufgestellt. Es ergibt sich (unter Berücksichtigung der Symmetrie), vergl. Abbildung 17:

$$\begin{aligned} 1) & 2 h'_1 M_A + h'_1 M_B = 0 \\ 2) & h'_1 M_A + 2 h'_1 M_B + 2 b'_1 M_C + b'_1 M_D = -P \\ 3) & -b'_1 M_C - 2 b'_1 M_D + 2 h'_2 M_E + h'_2 M_F = +P \\ 4) & h'_2 M_D + 2 h'_2 M_E + 2 b'_2 M_F + b'_2 M_G = -Q \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5) & -b'_2 M_F - 2 b'_2 M_G + 2 h'_3 M_H + h'_3 M_H = +Q \\ 6) & h'_3 M_G + 2 h'_3 M_H + 2 b'_3 M_H + b'_3 M_H = -R \end{aligned}$$

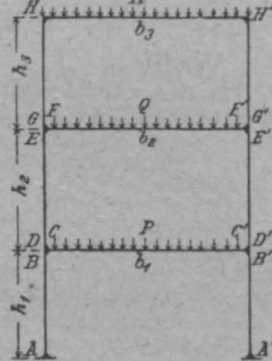


Abbildung 17.

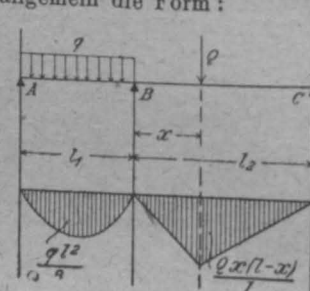
Für die Belastungsglieder P , Q und R werden zunächst noch keine Zahlenwerte eingesetzt, um die Ergebnisse auch für verschiedene Belastungsarten benutzen zu können. Setzt man im übrigen die rechnerischen Stablängen ein und wendet die Knotenpunktsbedingungen an, so erhält man die Gleichungen:

$$\begin{aligned} 1) & 2 M_A + M_B = 0 \\ 2) & 4,00 M_A + 2 \cdot 4,00 M_B + 2 \cdot 7,69 M_C + 7,69 M_D = -P \\ 3) & -7,69 M_C - 2 \cdot 7,69 M_D + 2 \cdot 5,40 M_E + 5,40 M_F = +P \\ 4) & 5,40 M_D + 2 \cdot 5,40 M_E + 2 \cdot 9,05 M_F + 9,05 M_G = -Q \\ 5) & -9,05 M_F - 2 \cdot 9,05 M_G + 2 \cdot 4,70 M_H + 4,70 M_H = +Q \\ 6) & 4,70 M_G + 2 \cdot 4,70 M_H + 2 \cdot 15,11 M_H + 15,11 M_H = -R \\ 7) & M_B - M_C - M_D = 0 \\ 8) & M_E - M_F - M_G = 0 \end{aligned}$$

Die Auflösung ergibt:

$$\begin{aligned} M_A &= 0,0114 P - 0,0022 Q + 0,0006 R \\ M_B &= -0,0227 P + 0,0044 Q - 0,0012 R \\ M_C &= -0,0375 P - 0,0011 Q + 0,0003 R \\ M_D &= 0,0148 P + 0,0055 Q - 0,0015 R \\ M_E &= -0,0046 P - 0,0159 Q + 0,0042 R \\ M_F &= -0,0012 P - 0,0317 Q - 0,0013 R \\ M_G &= -0,0034 P + 0,0158 Q + 0,0055 R \\ M_H &= 0,0003 P - 0,0014 Q - 0,0189 R \end{aligned}$$

Die Belastungsglieder der Clapeyron'schen Gleichung haben für die zwei in der Gleichung behandelten Felder mit den Stützweiten l_1 und l_2 (Abbildung 18), wenn man von Temperaturwirkungen und Stützensenkungen absieht, allgemein die Form:



$$K = \frac{3}{9,05} [2,58 \cdot 0,63 \cdot 8,42 + 6,54 \cdot 3,185 \cdot 5,865] = 45,03;$$

$$R = (k + K) b' s = (45,03 + 63,47) \cdot 15,11 = 1639,40 \text{ tm}^2.$$

Im Mittelriegel. Gleichmäßig verteilte ständige Last

$$q = 6,31 \text{ t/m}, k = \frac{6,31 \cdot 9,05^2}{4}, Q_1 = k b' s,$$

$$Q_1 = \frac{6,31 \cdot 9,05^2}{4} = 1169,27 \text{ tm}^2.$$

Nutzlast:

$$P_{\max} = 5,09 \text{ t/m}, \max Q_2 = \frac{5,09 \cdot 9,05^2}{4} = 943,20 \text{ tm}^2,$$

$$P_{\min} = -0,39 \text{ t/m}, \min Q_2 = -\frac{0,39 \cdot 9,05^2}{4} = -72,26 \text{ tm}^2.$$

Im Unterriegel. Gleichmäßig verteilte ständige Last

$$q = 6,79 \text{ t/m}, k = \frac{6,79 \cdot 9,05^2}{4}, P_1 = k \cdot b' s,$$

$$P_1 = \frac{6,79 \cdot 9,05^2}{4} \cdot 7,68 = 1069,16 \text{ tm}^2.$$

Der Einfluß der Nutzlast ist für die folgenden Belastungsfälle untersucht, und zwar a) bei Belastung der dem Rahmen benachbarten Deckenfelder (Abbild. 20a und b) bei Belastung der dem Rahmen nicht benachbarten Deckenfelder (Abbildung 20b).

Man erhält:

$$\begin{aligned} \max M_C &= (-0,0375) \cdot \\ & \cdot (-59,84) + (-0,0011) \cdot \\ & \cdot (-72,26) = +2,32 \text{ tm}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \min M_C &= \\ &= (-0,0375) \cdot \\ & \cdot (+803,01) + \\ & \cdot (-0,0011) \cdot \\ & \cdot (+943,20) = \\ &= -31,15 \text{ tm}. \end{aligned}$$

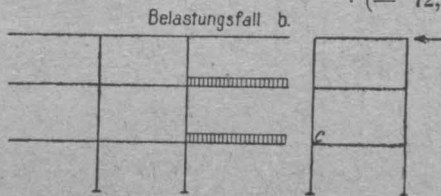


Abbildung 20a und b.

Tabelle für die Ermittlung von M_C :

Momente bei:	Belastungsglieder	Beiwerte von P, Q, R	Einfluß von P, Q, R infolge Eigengewicht	Einfluß von P, Q, R infolge Nutzlast		Moment infolge Horizontalschub	Eckmomente	
				max	min		max	min
C	P	-0,0375	-40,05	-30,11	+2,24	$\pm 19,92$	-18,61	-91,92
	Q	-0,0011	-1,29	-1,04	+0,08			
	R	+0,0003	+0,49					
	Summe		-40,85	{ + 2,32 - 31,15 }				

Nutzlast:

$$P_{\max} = 5,10 \text{ t/m}, \max P_2 = \frac{5,10 \cdot 9,05^2}{4} \cdot 7,69 = 803,01 \text{ tm}^2,$$

$$P_{\min} = -0,38 \text{ t/m}, \min P_2 = -\frac{0,38 \cdot 9,05^2}{4} \cdot 7,69 = -59,84 \text{ tm}^2.$$

Zusammenstellung der Belastungsglieder.

Belastungsglieder	Ständige Last	Nutzlast	
		max	min
P	+1069,16	+803,01	-59,84
Q	+1169,27	+943,20	-72,26
R	+1639,40	-	-

In einer Tabelle sind diese Werte mit den entsprechenden Beiwerten vervielfacht und daraus die größten bzw. kleinsten Eckmomente ermittelt.

Beispielsweise sei die Ermittlung von M_C vorgeführt.

Der in der oben genannten Tafel enthaltene Einfluß des Eigengewichtes ergibt sich wie folgt:

$$-0,0375 \cdot 1069,16 = -40,05$$

$$-0,0011 \cdot 1169,27 = -1,29$$

$$+0,0003 \cdot 1639,40 = +0,49$$

$$\text{Zusammen} = -40,85$$

Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 43. Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Betonkörpern mit und ohne Traß. Ausgeführt in der Material-Prüfungsanstalt der technischen Hochschule zu Stuttgart in den Jahren 1909—1918. Bericht erstattet von Otto Graf, Ingenieur der Material-Prüfungsanstalt. Berlin 1920. Verlag Wilhelm Ernst und Sohn. Preis geh. 9,50 M. —

Das 38 Seiten starke mit zahlreichen Tabellen, Diagrammen und Abbildungen ausgestattete Heft berichtet über Versuche, die in Stuttgart in den genannten Jahren für 8 Behörden und Firmen ausgeführt worden sind und wegen des allgemeineren Interesses, das sie bieten, vom Deutschen Ausschuß in seine Veröffentlichungen aufgenommen worden sind. Sie erstrecken sich auf die Ermittlung der Druck- und Zugfestigkeit, Druck- und Zugelastizität, auf Versuche mit Eisenbetonbalken, Ermittlung der Längenänderung bei verschiedener Lagerung (Schwindmessungen). Zum Teil sind auch Versuche über Wasserdurchlässigkeit angestellt worden. Im Allgemeinen ist der Traß noch über den Zementgehalt der reinen Beton- bzw. Mörtelproben hinaus zugesetzt, da es sich offenbar nur um Versuche handelt, bei denen festgestellt werden sollte, wie weit ein aus besonderen Gründen wünschenswerter Traßzusatz die Eigenschaften des Betons beeinflusst. Nur bei wenigen Proben ist ein

24. April 1920.

Das bereits ermittelte Moment infolge Horizontalschubs beträgt, je nach der Windrichtung und Schneebelastung: $M_C = \pm 19,92 \text{ tm}$.

Die Ermittlung des größten und kleinsten Eckmomentes erfolgt nun durch Zusammenstellung der Momente für Eigengewicht, Nutzlast und Horizontalschub:

$$\max M = -40,85 + 2,32 + 19,92 = -18,61 \text{ tm}$$

$$\min M = -40,85 - 31,15 - 19,92 = -91,92 \text{ tm}$$

Vorstehend der Kopf der Tafel und ein Beispiel für die Ermittlung der Eckmomente.

Eine Zusammenstellung der so gefundenen Größt- und Kleinstwerte der Eckmomente ergibt folgende Zahlen (in tm):

Moment bei	max	min
A	+37,81	-10,06
B	-10,46	-44,78
C	-18,61	-91,92
D	+51,98	+3,70
E	-3,50	-46,95
F	-15,63	-93,80
G	+49,83	-9,25
H	-19,83	-45,93

In gleicher Weise ist die Berechnung für die übrigen Rahmen gleicher Art durchgeführt. Es ändern sich dabei entsprechend den Belastungsverhältnissen und den Stabquerschnitten die Werte P, Q, R, k' und b' . —

(Schluß folgt.)

Teil des Zementes durch Traß ersetzt. Letztere Versuche seien hier nicht berücksichtigt. Soweit es sich feststellen ließ, handelt es sich ausschließlich um rheinischen Traß. Die untersuchten Mischungsverhältnisse, die Wasserzusätze, auch die Zemente waren verschieden, während sich die Altersstufen der Proben zwischen 7 Tagen und 3 Monaten bewegten.

Das Ergebnis wird innerhalb der betr. Versuchsgrenzen dahin zusammen gefaßt: die Druck- und Zugfestigkeit des Betons, die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonbalken gegen Rißbildung, die Dehnungsfähigkeit des Betons im gebogenen Balken sind bei Verwendung von Beton mit Traßzusatz größer als ohne solchen, falls es sich um feucht gelagerten Beton handelt. Die Druckfestigkeit des Betons war größer als ohne Traßzusatz.

Die Zunahme der Widerstandsfähigkeit des Betons durch Traßzusatz ist jedoch auch nicht annähernd so groß als wenn unter sonst gleichen Verhältnissen statt Traß die gleich große Zementmenge zugegeben wird. Uebersteigt der Traßzusatz einen gewissen Betrag, so verringert sich die Widerstandsfähigkeit (das wird damit erklärt, daß die lösliche Kieselsäure des Trasses mit den bei der Erhärtung des Zementes entstehenden Kalkhydraten sich verbinden muß; bei zu großem Traßzusatz findet der Traß im Zement aber nicht die nötige Ergänzung, da dieser Prozeß sich auch nur langsam abspielt, wird der Traß mit steigendem Alter des

Betons an Bedeutung gewinnen). Bei trocken gelager-tem Beton tritt der Einfluß des Trasses auf die Fest-keitseigenschaften des Betons oder Mörtels zurück, kehrt sich z. T. sogar um. Trocken gelagerter Zementmörtel mit Traßzusatz schwindet mehr als ohne Traß. (Das Verhalten ist hier auch je nach den Baustoffen verschieden, sodaß empfohlen wird, bei Zementbeton, der dem Austrock-nen ausgesetzt ist, erst mit den zu verwendenden Baustof-fen bei beabsichtigtem Traßzusatz entspr. Vorversuche an-zustellen.)

Die Wasserdurchlässigkeits - Versuche wurden mit 12 cm starken Stampfbetonplatten angestellt im Mischungsverhältnis 1 Rt. Zement : 10, 12, 15 Rt. Sand und Kies. Dazu wurden 0,5 Rt. Traß oder 0,5 bzw. 0,75 Rt. Kalk zugegeben. Von 18 derartigen Platten blieben 17 auch unter 15 Atm. Wasserdruck noch bei 5 Minuten Einwirkung dicht, nachdem sie eine 4 bzw. 9 Atm. starke Belastung je 4 Stunden ausgehalten haben. Nur eine der mit Kalkzusatz hergestellten Platten versagte schon unter 4 Atm. Druck. Die Zusätze haben also sehr magerem Beton einen hohen Undurchlässigkeitsgrad verliehen. —

Vermischtes.

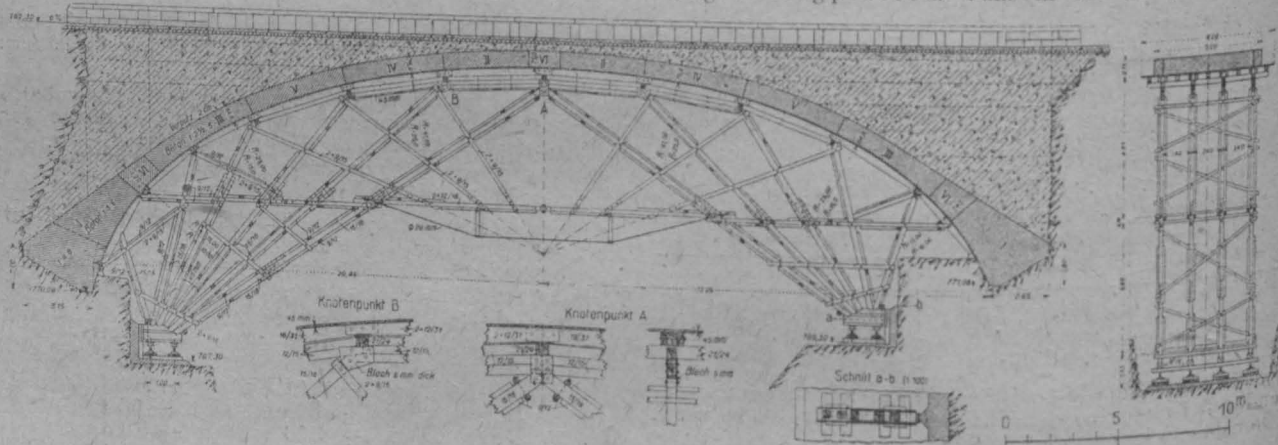
Ein interessantes Sprengwerks-Lehrgerüst für ein flaches Betongewölbe von rd. 40 m Spw. ist bei Ueberbrückung der Bannschlucht im Zuge der Gemeindestraße Schöpfheim-Flühl im Kanton Luzern nach der Schweiz. Bztg. 1920, Bd. 75, No. 6, ausgeführt worden, das die dieser genannten Zeitschrift entnommenen Abbildung wiedergibt. Die Brücke ist ein gelenkloser Betonbogen ohne Eiseneinlagen von 5 m Breite zwischen den Stirnen (4 m Fahrdamm, doppelseitiger Schutzstreifen von je 0,25 m bis zum massiven Geländer) von 40,46 Spw. zwischen den Innenkanten der verlorenen Wider-lager, die unmittelbar auf gewachsenem Fels stehen. Die

ausführenden Firma Dyckerhoff & Widmann mit Hilfe von Straußpfählen bewirkt, deren Lizenz für Deutschland die Firma bekanntlich besitzt. Der Vorzug die-ser Pfähle ist, daß sie sich fast ohne jede Erschütterung nie-der bringen lassen, was bei alten Bauten ja besonders wich-tig ist, und daß sie auch in ganz niedrigen Räumen abge-senkt werden können. Die dicke Betonplatte mußte dabei mittels Preßluftschlämmen an den Verstärkungsstellen durch-löchert werden. Die hier angewendeten Pfähle zeigen noch eine besondere Verbesserung, durch die ein Absenken auch bei starkem Wasserandrang gesichert wird. Diese Verbesse-rung rührt von dem Entwurf und Ausführung leitenden In-genieur Prof. O. Colberg in Hamburg her.

Im Gegensatz zu dem vorhandenen Bau ist der Neubau mit Einzelgründung auf Pfahlgruppen ausgebildet. Der ganze Neubau ist dabei in einen wasserdichten Eisenbeton-trog gestellt, der bis 1,3 m Wasserdruck aufzunehmen hat und die in den untersten Kellern untergebrachten Rohrlei-tungen gegen das Grundwasser schützt. Diese Arbeiten so-wie die Eisenbetonarbeiten des Aufbaues sind von der Firma Kell & Löser bewirkt. Mit Rücksicht auf die sehr un-sicheren Untergrundverhältnisse sind bei Herstellung der Gründung sehr hohe Sicherheiten angenommen worden. Ein Pfahl von 28 cm Durchm. und 10—12 m Länge ist beispie-lsweise nur mit 15 t belastet worden.

Wir entnehmen diese Angaben einem Vortrag des In-genieurs der Anlage im Hamburger Arch.- u. Ing.-Verein. —

Normen für Straßenbaustoffe. Der Arbeitsausschuß für Straßenbaustoffe, Obmann Stadtbaurat Dr.-Ing. e. h. Bredt-schneider in Charlottenburg, des Normenausschusses der deutschen Industrie, veröffentlicht in den Mitteilun-gen genannten Ausschusses, Heft 7 vom März 1920, Entwürfe zu Normen für Beton-Bordschwellen und Beton-Bürgersteigplatten. Falls in der Einspruchsfrist



Nach der Schweizerischen Bauzeitung, Jahrgang 1920, Band 75, No. 6.

Widerlager sind in Beton 1:4:8, das Gewölbe ist in 1:2½:5, das aufgehende Mauerwerk in 1:3:6 hergestellt, die Stirnen sind mit Hausteinen verblendet. Als Belastung ist ein 12 t Wagen bzw. eine gleichmäßig verteilte Be-lastung von 350 kg/m² angenommen, auch ist ein Tempe-raturunterschied von -10°C. gegenüber der mittleren Herstellungstemperatur in Rechnung gestellt. Die Druck-spannungen überschreiten im ungünstigsten Fall 31,1 kg/cm² nicht, Zugspannungen treten nicht auf; die Druckspannung sinkt vielmehr im ungünstigsten Fall bis auf 2,6 kg/cm². Das Lehrgerüst ist als mehrfaches Sprengwerk ausgebildet, des-sen sämtliche Lastpunkte unmittelbar abgefangen sind. Die Aufstellung ist mit Hilfe eines leichten Montage-Hänge-werkes in Höhe der Auflagerung bewirkt. Es sind Span-nungen bis 80 kg/cm² Druck, 95 kg/cm² Biegung in den Kranz-hölzern, 8 kg/cm² Abscherung senkrecht zur Faser, 13 kg/cm² Schub parallel zur Faser rechnerisch festgestellt. Die Schei-telsenkung des Lehrgerüsts, das sorgfältig im Kantholz abge-bunden worden ist, betrug nur 9 mm. Das Gewölbe ist in einzelnen Lamellen von je 4,5 m Länge in der aus der Abbildung ersichtlichen Reihenfolge eingestampft. —

Verstärkungsarbeiten an den Gründungen des Verwal-tungsgebäudes der Hamburg - Amerika - Linie in Hamburg. Infolge einer Erweiterung des Verwaltungsgebäudes durch einen Neubau sowie Aufsetzen eines 5. Geschosses auf den alten Bau und teilweiser Umgestaltung seiner inneren Ein-teilung, erhielten die Gründungen des alten Baues, die aus einer 1 m starken Betonplatte auf Holzpfehlen bestanden, sowohl an einzelnen Punkten, wie namentlich auch an der Abschlußwand nach dem Neubau hin sehr veränderte Be-lastungsverhältnisse, sodaß Verstärkungen notwendig wur-den, um bei dem schlechten Untergrund ungleichmäßige Setzungen zu vermeiden. Die Verstärkungen sind von der

vom 15. Juni 1920 keine Einwendungen erhoben werden, so gelten die Vorschläge als angenommen. Es soll mit diesen Normen ein wirtschaftlicheres Arbeiten der Firmen erreicht werden, die sich auf wenige Formen beschränken und dann auf Vorrat arbeiten können, was ihnen bei der Mannigfaltig-keit der jetzigen Formen kaum möglich war. Als Bord-schwellen sind nur 2 Formen mit und ohne Fase und nur 2 Höhen von 25 cm bei Verlegung auf Untermuerung, 35 cm bei Verlegung in Sandbettung vorgesehen. Die Breiten sind mit 15, 20, 30 cm angenommen, die Längen zu 1 m. Auch die Platten beschränken sich auf wenige Formen und Größen. Die normale quadratische Platte soll 25, 30, 35, 50, 75 cm Seitenlänge, 3, 5—7 cm Stärke erhalten. Dazu kommen noch die Friesplatten (sogen. Bischofsmützen), Kreuzungsplatten, große und kleine Eckstücke. —

23. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. Unter Hinweis auf die in No. 3 der „Mitteilungen“ abge-druckte ausführliche Tagesordnung machen wir noch ein-mal auf die größeres Interesse versprechende Tagung des Vereins vom 5—7. Mai d. J. in Berlin. Zoologischer Garten aufmerksam. Der erste Vormittag ist nur inneren Ange-legenheiten des Vereins gewidmet und der Zutritt nur Mit-gliedern gestattet. Den Rest der Tagung füllen Berichte und eine große Zahl bemerkenswerter Vorträge aus. —

Inhalt: Fabrikgebäude in Eisenbeton für die chemische In-dustrie. — Vorschläge für einheitliche Belastungsannahmen und Beanspruchungen von Straßenbrücken in Deutschland. (Schluß.) — Obst- und Gemüse - Großmarkthalle der Stadt Berlin. (Fort-setzung statt Schluß.) — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

NO 5.

Erweiterung des Gaswerkes Dresden-Reick.

Von Stadtbauamtmann Richard Louis. Architekt: Stadtbtr. Prof. Hans Poelzig, Mitarbeiter: Bauamtm. Rich. Louis.
Hierzu die Abbildungen S. 35, 36 und 38.



Die Gasversorgung der Stadt Dresden erfolgt durch die beiden Hauptwerke Dresden-Reick und Dresden-Neustadt; drei weiter vorhandene kleine Gaswerke in den Vorstädten Löbtau und Trachau sowie im Vorort Niederschütz fallen hierbei nicht ins Gewicht. Das neuere und größere Gaswerk Reick liegt unweit der

südöstlichen Grenze des links der Elbe gelegenen Hauptstadtteiles Altstadt, das ältere und kleinere Neustädter Werk inmitten des rechts der Elbe gelegenen, erheblich kleineren Stadtteiles Neustadt.

Vor dem Krieg bestand die Absicht, beide Hauptwerke dem ständig in Zunahme begriffenen Gasverbrauch entsprechend weiter auszubauen. Dieser Ausbau war dergestalt gedacht, daß nach Hinzuerwerbung von Land das Reicker Werk vergrößert, das Neustädter Werk neuzeitlich umgestaltet und nach Abbruch eines kleineren Gasbehälters daselbst ein 140 000 cbm Gas enthaltender, auch mit dem Reicker Werk durch eine neu anzulegende Gasferndruckanlage in Verbindung zu bringender Behälter erbaut werden sollte.

Die hierüber aufgestellten Planungen kamen jedoch wegen der für das Neustädter Werk in technischer und wirtschaftlicher Beziehung sowie mit Rücksicht auf seine Lage in einem dicht bevölkerten Stadtgebiet entgegenstehenden Bedenken nicht zur Ausführung. Auf Grund der hiernach festgestellten Ergebnisse der im Reicker Werk aufgestellten Versuchsgasöfen neuerer Bauart, durch welche der Nachweis erbracht worden war, die Leistungsfähigkeit dieses Werkes bei Aufstellung derartiger Öfen wesentlich zu erhöhen, wurde in den Jahren 1915/16 eine neue Planung vom Betriebs- und Hochbauamt ausgearbeitet, welcher der Gedanke zugrunde lag, den gesamten Gaswerksbetrieb zusammen zu fassen und lediglich das Gaswerk Reick zu erweitern, sowie in Verbindung hiermit einen Behälter für rd. 140 000 cbm Gasinhalt im Neustädter Werk zu errichten, im Uebrigen aber den Betrieb in letzterem im Lauf der nächsten Jahre möglichst einzuschränken, ferner das Löbtauer und Trachauer Werk völlig still zu legen.

Die Gesamtkosten der geplanten Herstellungen sind im Frühjahr 1916 auf 22 Mill. M. veranschlagt wor-

den, wovon für den ersten auf 2 Jahre sich erstreckenden Bauabschnitt 5.028 000 M. von den städtischen Körperschaften im Juli 1916 bewilligt worden sind.

Der erste Bauabschnitt umfaßte neben verschiedenen Veränderungsarbeiten im alten Teile des Gaswerkes Reick und Herstellung der Gasferndruckleitung vom Reicker nach dem Neustädter Werk, die Errichtung der Hälfte und des Mittelbaues eines Vertikal-Ofenhauses samt Kohlenförderanlagen für den ganzen Ausbau desselben und die notwendigen Nebenanlagen.

Für die Anordnung der Neubauten auf dem Erweiterungsgelände des Gaswerkes Reick (vergl. den Lageplan Abb. 1, S. 35 und die Aufnahmen nach dem Modell, Abb. 2 und 3, S. 36) war der vorhandene Anschluß desselben an die Industriegleise neben der Staatsbahn grundlegend. Die neue Werkgleisanlage umfaßt 3 Gleise, ein Gleis für die Kohlenzufuhr, das nach dem neuen Vertikalofenhaus und an diesem entlang führt, 2 Gleise längs der alten Werkgebäude für die Abfuhr von Nebenerzeugnissen und Koks.

Die Kohlenförderanlage ist so angelegt, daß die mit der Bahn eingeführten Kohlen nach dem neuen Ofenhaus, dem Kohlenlagerplatz und dem Schrägofenhaus im alten Werk, ferner die Lagerkohle beiden Ofenhäusern zugeführt werden.

Das Kohlenzufuhrgleis ist als Hochbahngleis ausgebildet, und endet in einer Schiebebühne, auf welcher die entleerten Kohlenwagen nach den Industriegleisen neben der Staatsbahn zurück befördert werden. Das Gelände zwischen dem Hochbahngleis, der Schiebebühne und der Industriegleisanlage bildet den Kohlenlagerplatz. In das Hochbahngleis sind 2 Waggonkipper für das Kohlenlager und das Ofenhaus eingebaut.

Die Beförderung der Kohle nach dem Kohlenlager erfolgt durch eine Elektro-Hängebahn, deren Wagen nach Füllung von der Lagerkippergrube aus in einem Förderturm durch Spiralaufzug hochgezogen und nach der das Kohlenlager in 52,5 m Breite überspannenden, in 180 m Länge fahrbaren Absturz- und Verladebrücke fahren, von welcher die Kohle an beliebiger Stelle durch Bodenentleerung der Hängebahnwagen auf Lager abgestürzt werden kann.

Die vollständige Ausführung des vorläufig nur in Grundbau in Verbindung mit der Lagerkippergrube fer-

tiggestellten Förderturmes und der zunächst in der Unterkonstruktion hergestellten Kohlen-Elektro-Hängebahn nebst Verladebrücke ist für einen späteren Zeitpunkt in Aussicht genommen.

Die dem Ofenhaus zuzuführende Kohle wird unter der vor der Mitte desselben angeordneten Kohlenkippergrube abgesiebt und gebrochen, mittels zweier Becherelevatoren nach dem Dachaufbau des Ofenhauses hochgehoben und auf Längstransportbändern nach den über den Ofen liegenden Kohlenbunkern befördert.

Für die Koksbeförderung ist in Verbindung mit einer im Inneren des Ofenhauses befindlichen Wagen-Hebevorrichtung eine weitere, an den äußeren Umfassungen des Ofenhauses entlang und nach dem Koks-lagerplatz geführte, Elektro-Hängebahn vorgesehen.

Das neue Vertikalofenhaus mit Generatorenanbau ist entlang der Kohlenhochbahn in 3,5 m Entfernung von derselben errichtet, und im vollen Ausbau für die Aufstellung von 4 Blocks mit je 7 Vertikalgasöfen und der Anbau zur Aufnahme der zur Beheizung der Gaserzeugungsöfen erforderlichen Zentral-Generatorenanlage bestimmt.

Der in 5 m Abstand vom südlichen Teile des Ofenhauses geplante Kohlenförderturm soll im oberen Teil die Wasserbehälter für die zukünftige Wasserversorgung des Werkes aufnehmen. Die Räume unter dem Hochbahngleis fanden geeignete Verwendung zur Aufnahme der elektrischen Anlagen, Entstäubungsanlage, Aborte usw.

Die konstruktive und äußere Gestaltung der für den Erweiterungsbau des Gaswerkes Reick zu errichtenden Hochbauten, auf deren Besprechung dieser Aufsatz sich im wesentlichen beschränkt, während wir uns vorbehalten später noch einige Mitteilungen über die konstruktive Durchbildung in Eisenbeton nachfolgen zu lassen, fiel dem Leiter des städtischen Hochbauamtes, Stadtbaurat Prof. Hans Poelzig nach seinem im Mai 1916 erfolgten Amtsantritt in Dresden zu.

Prof. Poelzig ging zunächst davon aus, daß das in verschiedenen Zeitabschnitten und in nicht einheitlicher Architektur erbaute Gaswerk Reick auf die Ausgestaltung der neuen Werksbauten ohne Einfluß bleiben müsse, umso mehr, als für die letzteren ganz andere Betriebsmittel zur Ausführung gelangten, die eine Sonderbehandlung erforderten, und ferner die Loslösung von den Gebäuden des alten Werkes durch die Lage des neben demselben entlang der Staatsbahn gelegenen Bauplatzes sich ergab.

Die vom Betriebsamt getroffene Gesamtanordnung der Bau- und Betriebsanlagen konnte von Prof. Poelzig ohne weiteres beibehalten werden, da sich bei der Ausarbeitung der Planung der Hochbauten für diese allenthalben eine klare Lösung ergab.

Der Planung des Ofenhauses und der Kohlenförderanlagen wurde Eisenbeton als derjenige vorwiegend benötigte Baustoff zugrunde gelegt, der den vielseitigen Anforderungen in Bezug auf Festigkeit und praktische Bewährung im vorliegenden Fall am meisten entsprach. Die Verwendung von Eisen beschränkte sich in der Hauptsache auf die Dach- und Kohlenbunker-Konstruktionen des Ofenhauses, sowie auf die oberen Trag- und Leitungskonstruktionen der Elektro-Hängebahnen. (Vergl. die Querschnitte Abbildung 4, S. 38.)

Die für die Ausbildung der Schauseiten des Ofenhauses (Abbildungen 5 und 6, S. 34) ausschlaggebende Stellung der Tragpfeiler in den Umfassungen war durch die feststehende Anordnung der Generatorenanlage gegeben und der Querschnitt und die Richtung der im Verhältnis zu ihrer Breite sehr tiefen Pfeiler einestells durch den aufzunehmenden Auflager- und Winddruck, anderenteils durch die große Höhe der Pfeiler ohne jede Versteifung in der Querrichtung bedingt.

Die Tragpfeiler bilden zusammen mit den an den Außenseiten zurücktretenden Längsversteifungsbalken das konstruktiv erforderliche Rahmenwerk der äußeren Umfassung. Zur Hervorhebung der hierdurch gegebenen Betonung der Vertikale in den Schauseiten wurden die ebenfalls durch dünne Vertikalpfeiler aufgeteilten, im übrigen Teil jedoch durch eingesetzte Zementbeton-Platten und Fensterreihen geschlossenen Zwischenfelder gegen die Hauptpfeiler entsprechend zurückgestellt. Im Einklang hiermit sind die der Ofenhausentlüftung dienenden Längswände zwischen dem Ober- und Unterdach und der Dachaufbau über der Mitte des Ofenhauses in den Schauseiten ausgestaltet. Die als Dachrinnen ausgebildeten, stark hervortretenden Hauptsimsplatten schließen die Umfassungen der Schauseiten nach den Dachflächen hin entschieden ab und verleihen dem Aeußeren des Gebäudes in Verbindung mit der durchgeführten Vertikalteilung der Umfassungen und den wagrecht verlaufenden Linien der langgestreckten Dächer sowie des weit ausladenden Schutzpodestes der Koks-Elektro-Hängebahn eine ruhige Wirkung und den Ausdruck seiner Zweckbestimmung. In den Abbildungen 7 und 8 lassen wir 2 Ansichten des fertigen Bauwerkes nachfolgen. — (Schluß folgt.)

Obst- und Gemüse-Großmarkthalle der Stadt Berlin.

Von Karl Bernhard. (Schluß.)



Wesentlich umfangreicher gestaltet sich die Berechnung der die Endwiderlager der Bogenbinder bildenden dreistielligen, dreistöckigen Rahmen (vergl. die Ausbildung Abb. 15 in No. 4); sie enthalten 28 Eckmomente und sind nicht symmetrisch.

Die Belastung ist:

1. Einseitiger Horizontalschub der benachbarten Hallenbinder.
2. Die lotrechte dazu gehörige Seitenkraft des Kämpferdruckes.
3. Eigengewicht und senkrechte Belastung des entsprechenden Teiles des Stockwerksbaues.
4. Windlast vom Gebäude-Ende her.

Wie aus der Berechnung der Regelstockwerksrahmen ersichtlich, ruft der Horizontalschub die größten inneren Kräfte hervor. Erweitert man in der Zusammenstellung der Eckmomente für den Regelstockwerksrahmen die Momentenwerte infolge Horizontalschubes um das Verhältnis $\frac{51,6}{9,8}$ des einseitigen Schubes 51,6^t zu der im Regelstock-

werksrahmen wirkenden Differenz des größten und kleinsten Schubes 9,8^t, so erweist sich, daß der Einfluß des Schubes im Endstockwerksrahmen für den Drehsinn des Momentes maßgebend ist und alle anderen Einflüsse überwiegt.

Die lotrechte Seitenkraft des Kämpferdruckes wird, wie beim Regelstockwerksrahmen, bei der Stützenberechnung eingeführt.

Da das Eigengewicht und die senkrechte Belastung der Riegel nur geringen Einfluß auf die Eckmomente haben, so genügt es, die Rahmenriegel als eingespannte Bal-

ken zu berechnen. Wind vom Gebäude-Ende her kann ganz außer acht bleiben, da er entlastend wirkt.

Die Hauptmaße des Endrahmens sind aus Abbildung 21 ersichtlich.

Die gestrichelten Linien bezeichnen wie oben diejenigen Querschnittskanten, welche von positiven Momenten Zug erhalten.

Die Momente infolge Horizontalschubes werden auf folgende Weise ermittelt.

Die rechnermäßigen Pfostenhöhen h' und Riegel-längen b' werden so geschätzt,

daß die Ausdrücke $h' = h \frac{J_c}{J}$

und $b' = b \frac{J_c}{J}$ runde Zahlen

ergeben.

Als J_c wird das Trägheitsmoment der Außenpfosten im Ober- und Erdgeschoß gewählt: $J_c = 0,0786 \text{ m}^4$. Damit ergeben sich die in der Abbildung eingeklammerten rechnermäßigen Längen.

Mit diesen Werten werden nach dem bei Berechnung des Regelstockwerksbaues erläuterten Verfahren von Ehlers folgende 28 Gleichungen mit 28 Unbekannten aufgestellt:

- 1) $40 M_1 + 13 M_2 + 14,1 M_3 - 10 M_4 - 5 M_{10} = 0$
- 2) $13 M_1 + 26 M_2 - 45 M_3 - 45 M_7 - 5 M_9 - 10 M_{10} = 0$

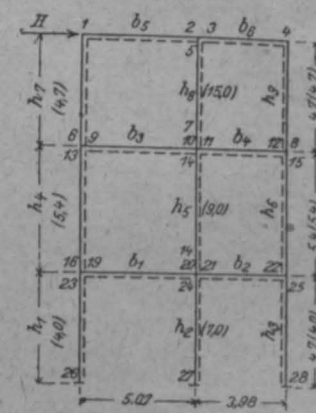


Abbildung 21.

$$\begin{aligned}
 3) & 20 M_3 + 10 M_4 + 45 M_5 + 45 M_7 - 8 M_{11} - 4 M_{12} = 0 \\
 4) & 10 M_3 + 34,1 M_4 + 14,1 M_8 - 4 M_{11} - 8 M_{12} = 0 \\
 5) & 48,4 M_1 + 39 M_2 - 30 M_5 + 4,7 M_6 - 15 M_7 = 0 \\
 6) & 30 M_3 + 39,4 M_4 + 30 M_5 + 15 M_7 + 4,7 M_8 = 0 \\
 7) & M_2 - M_3 + M_5 = 0 \\
 8) & M_1 - M_4 + M_5 - M_6 - M_7 + M_8 = 242,52 \\
 9) & 8,6 M_{19} + 4,3 M_{20} + 12 M_{23} + 12 M_{26} = 0 \\
 10) & 4,3 M_{19} + 8,6 M_{20} - 21 M_{24} - 21 M_{27} = 0 \\
 11) & 6,8 M_{21} + 3,4 M_{22} + 21 M_{24} + 21 M_{27} = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 17) & 5 M_9 + 10 M_{10} - 27 M_{14} - 27 M_{17} - 4,3 M_{19} - 8,6 M_{20} = 0 \\
 18) & 8 M_{11} + 4 M_{12} + 27 M_{14} + 27 M_{17} - 6,8 M_{21} - 3,4 M_{22} = 0 \\
 19) & 4 M_{11} + 8 M_{12} + 16,2 M_{15} + 16,2 M_{18} - 3,4 M_{21} - 6,8 M_{22} = 0 \\
 20) & 15 M_9 + 15 M_{10} + 10,8 M_{13} - 18 M_{14} + 5,4 M_{16} - 9 M_{17} = 0 \\
 21) & 12 M_{11} + 12 M_{12} + 18 M_{14} + 10,8 M_{15} + 9 M_{17} + 5,4 M_{18} = 0
 \end{aligned}$$

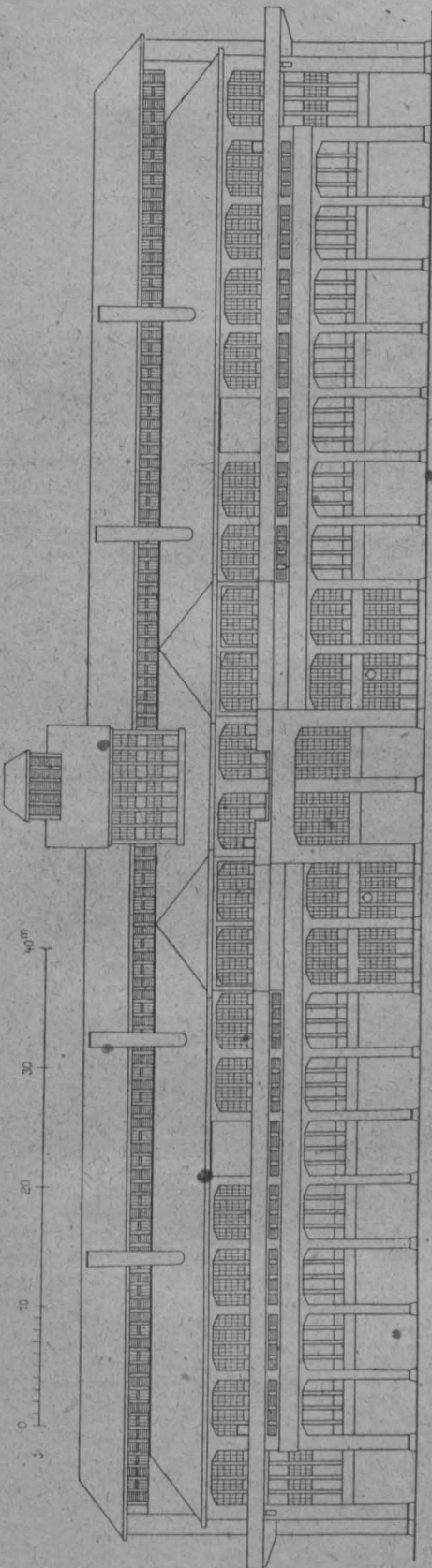
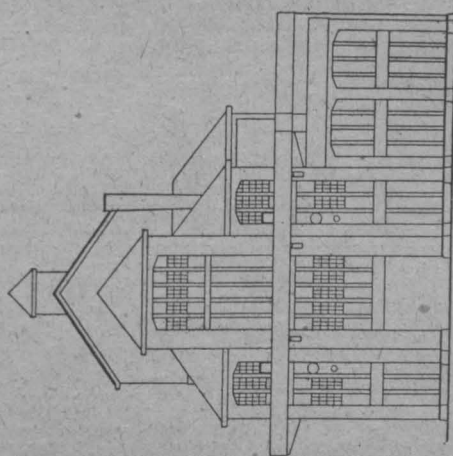


Abbildung 5. Ansicht des Ofenhauses, Rückseite.

Abbildung 6 (rechts unten). Seitenansicht.



A Aborte
 AB Ausgleich-Behälter
 AF Förderturm
 GA Generatoren-Anbau
 GAG Generator-Abwasser-Gruben
 M Maschinenraum
 NV Niederspannungs-Verteilung
 S Sicherheitstopf
 SA Saugzug-Anlage
 SB Speisewasser-Behälter
 St Staubabsaugung
 T Transformator
 U Umformer
 VO Vertikal-Ofen
 WK Waggon-Kipper
 WW Waggon-Wage

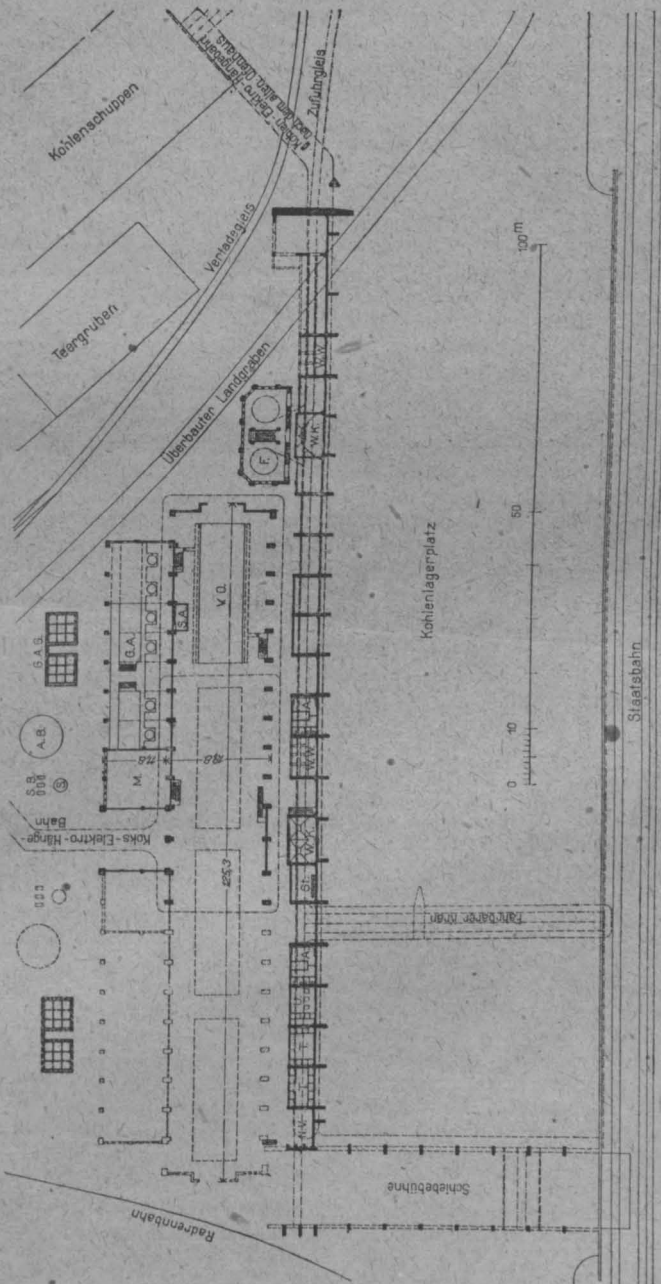


Abbildung 1. Lageplan des Gaswerkes.

Erweiterung des Gaswerkes Dresden-Reick, Architekt: Stadthaurat Prof. Hans Poelzig, Mitarbeiter: Bauamt Rich. Louis.

$$\begin{aligned}
 12) & 3,4 M_{21} + 6,8 M_{12} + 12 M_{25} + 12 M_{28} = 0 \\
 13) & 12,9 M_{19} + 12,9 M_{20} + 8 M_{23} - 14 M_{24} + 4 M_{26} - 7 M_{27} = 0 \\
 14) & 10,2 M_{21} + 10,2 M_{22} + 14 M_{24} - 8 M_{25} + 7 M_{27} + 4 M_{28} = 0 \\
 15) & M_{23} + M_{24} - M_{25} - M_{26} - M_{17} + M_{28} = 242,52 \\
 16) & 10 M_9 + 5 M_{10} + 16,2 M_{13} + 16,2 M_{16} - 8,6 M_{19} - 4,3 M_{20} = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 22) & M_7 - M_{10} + M_{11} - M_{14} = 0 \\
 23) & M_6 + M_9 - M_{13} = 0 \\
 24) & M_8 + M_{12} - M_{15} = 0 \\
 25) & M_{16} + M_{19} - M_{23} = 0 \\
 26) & M_{17} - M_{20} + M_{21} - M_{24} = 0
 \end{aligned}$$

27) $M_{18} + M_{22} - M_{21} = 0$
 28) $M_{13} + M_{14} - M_{15} - M_{16} - M_{17} + M_{18} = 278,64$

Die Berechnung der 28 Unbekannten aus diesen Gleichungen stellt eine ungewöhnliche und umfangreiche Rechenarbeit dar, zumal da eine Bestimmung der Beiwerte auf eine Dezimale wegen der Unsicherheit der Nennerdeterminante nicht genügt. Es ist daher die Rechenmaschine benutzt, die eine reichliche Anzahl von Dezimalen ohne wesentliche Meltrarbeit ergibt.

Um die Rechnung übersichtlich zu gestalten, sind zunächst alle Gleichungen zusammen gefaßt, in denen die Momente M_1 bis M_6 vorkommen. Es sind das die nachstehenden 8, als Gruppe I bezeichneten Gleichungen:

Gruppe I:													
Gl.-Nr.	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}	M_{11}	M_{12}	rechte Seite
1	+ 40	+ 13				+ 14,1							
2	+ 13	+ 26			- 45				- 10	- 5			
3			+ 20	+ 10	+ 45		- 45		- 5	- 10			
4			+ 10	+ 34,1			+ 45	+ 14,1			- 8	- 4	
5	+ 48,4	+ 39			- 30	+ 4,7	- 15				- 4	- 8	
6			+ 30	+ 39,4	+ 30		+ 15	+ 4,7					
7		+ 1	- 1		+ 1								
8	+ 1			- 1	+ 1	- 1	- 1	+ 1					+ 242,52

vorkommen. Die Ausschaltung geschieht hier von rückwärts. Die Numerierung der Gleichungen wird durch die ganze Rechnung hindurch fortgeführt.

Gruppe II (nach der Ausschaltung):

Gl.-Nr.	M_{19}	M_{20}	M_{21}	M_{22}	M_{23}	M_{24}	M_{25}	rechte Seite
36	+ 4,3	+ 8,6	+ 6,8	+ 3,4				
37			- 20,4	- 20,4		- 21	- 12	
38	- 30,1	- 34,4	- 27,2	- 23,8	- 12		- 12	
39	- 30,1	- 38,7	- 23,8	- 23,8	+ 4	+ 28	- 28	+ 2265,20

Gruppe III enthält die 13 Gleichungen, in denen neben anderen Unbekannten M_{13} bis M_{18} vorkommen (Seite 37):

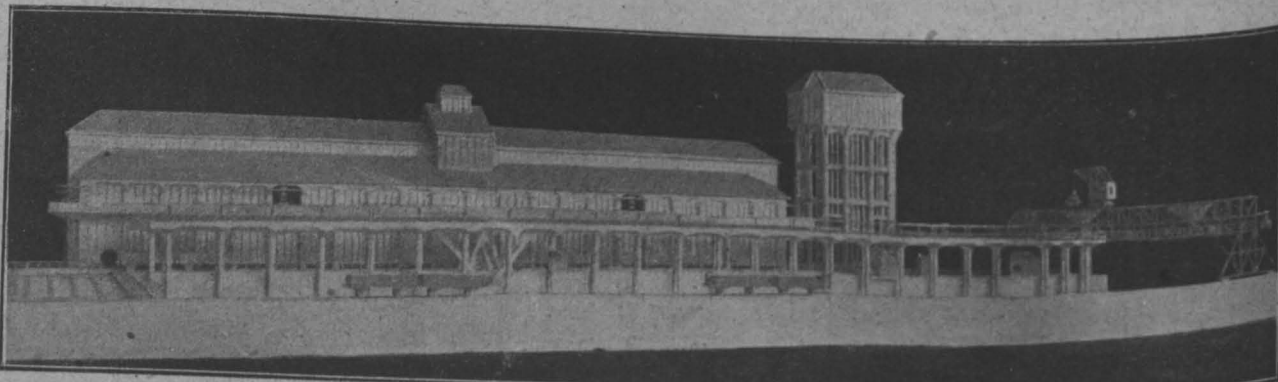
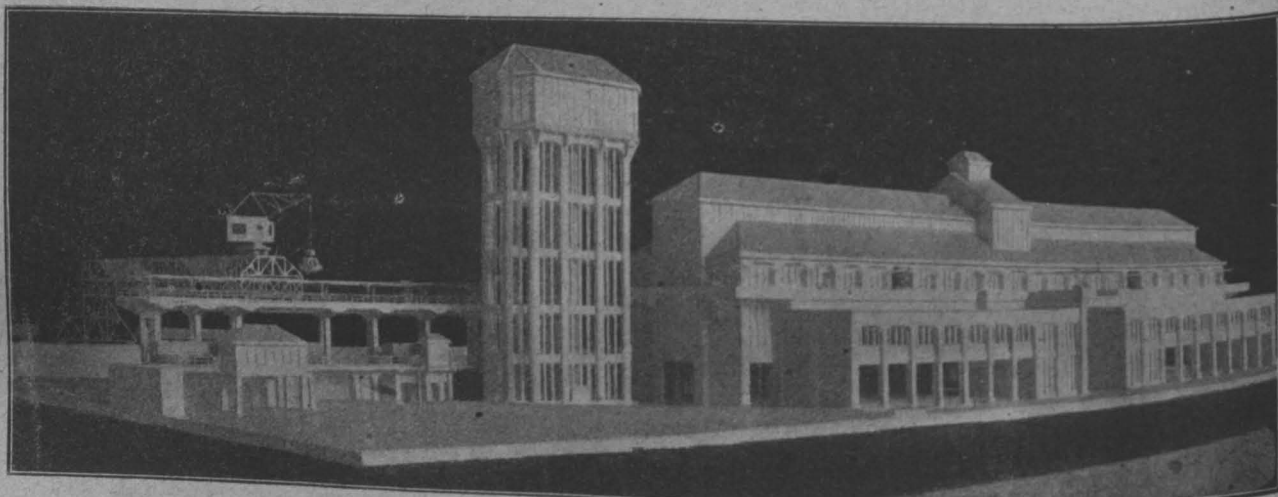


Abbildung 2 und 3. Aufnahmen nach dem Modell. Oben von der Rückseite unten von der Bahnseite aus.
 Erweiterung des Gaswerkes Dresden-Reick.

Arch. Stadtbaurat Prof. Hans Poelzig, Mitarbeiter Bauamtmann Rich. Louis.

Man schaltet nun nach einander durch Zusammenfassen je zweier Gleichungen die Unbekannten M_1 bis M_6 aus und behält für diese Gruppe noch die drei Gleichungen:

Nach der Ausschaltung verbleiben noch 7 Gleichungen 56), 67), 68), 71), 72), 73), 74); dazu kommen noch von Gruppe I die Gleichungen 22), 23), 24) und von Gruppe II

Gl.-Nr.	M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}	M_{11}	M_{12}	rechte Seite
22	+ 136,9025	+ 146,8535	- 139,8483	- 37,6106	- 18,8052	+ 11,1034	+ 28,7147	- 21679,55
23	- 45,5743	- 202,9258	+ 80,9734	- 47,2483	- 59,0655	- 6,3538	- 12,7076	+ 14091,92
24	+ 141,3146	+ 143,6640	- 130,7521	- 49,9760	- 32,4880		+ 18,1600	- 21360,20

Entsprechend wird mit Gleichungsgruppe II verfahren, No 36) bis 39), zusammen 14 Gleichungen für die 14 Unbekannten M_6 bis M_{12} und M_{19} bis M_{25} .

Gruppe II (vor der Ausschaltung):

Gl.-Nr.	M_{19}	M_{20}	M_{21}	M_{22}	M_{23}	M_{24}	M_{25}	M_{16}	M_{27}	M_{28}	rechte Seite
25	+ 8,6	+ 4,3			+ 12			+ 12			
26	+ 4,3	+ 8,6				- 21			- 21		
27			+ 6,8	+ 3,4		+ 21			+ 21		
28			+ 3,4	+ 6,8			+ 12			+ 12	
29	+ 12,9	+ 12,9			+ 8	- 14		+ 4	- 7		
30			+ 10,2	+ 10,2		+ 14	+ 8		+ 7	+ 4	
31					+ 1	+ 1	- 1	- 1	- 1	+ 1	+ 242,52

Gruppe III. (vor der Ausschaltung):

Gl.-Nr.	M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}	M_{11}	M_{12}	M_{13}	M_{14}	M_{15}	M_{16}	M_{17}	M_{18}	M_{19}	M_{20}	M_{21}	M_{22}	M_{23}	M_{24}	M_{25}	rechte Seite
40				+10	+5			+16,2			+16,2			-8,6	-4,3						
41				+5	+10				-27			-27		-4,3	-8,6						
42						+8	+4		+27							-6,8	-3,4				
43						+4	+8			+16,2			+16,2			-3,4	-6,8				
44				+15	+15			+10,8	-18		+5,4	-9									
45						+12	+12		+18	+10,8		+9	+5,4								
46				-1	+1			-1													
47	+1	+1						-1													
48			+1				+1			-1											
49											+1			+1							
50												+1			-1	+1			-1		
51													+1				+1				-1
52								+1	+1	-1	-1	-1	+1								+278,64

Da die Unbekannten M_{19} bis M_{25} in den 3 Gleichungen der Gruppe I nicht vorkommen, und da die weitere Ausschaltung der bequemen Beiwerte von rückwärts her erfolgt, so ist zunächst nur eine Tafel mit 10 Gleichungen angeschrieben, wobei Gleichung 39) durch 75) = 38) - 39) ersetzt wird. Gleichung 56) entfällt aus dieser Gruppe, wenn 107) = 56) - 36) gebildet wird, da in dieser neuen Gleichung nur M_9 bis M_{12} vorkommen.

wenn man berücksichtigt, daß in den Endstockwerksbauten die Decken infolge ihrer Bauart die Rahmenriegel nicht belasten, die also nur ihr eigenes Gewicht und die unmittelbar auf ihnen ruhende Nutzlast zu tragen haben. Die sich ergebenden ungünstigsten Werte der Eckmomente sind für den Rahmen R_1 :

$$M_1 = +27,03 \text{ tm}, M_2 = -23,29 \text{ tm}, M_3 = +19,23 \text{ tm}, \\ M_4 = -42,39 \text{ „}, M_5 = +42,52 \text{ „}, M_6 = -39,45 \text{ „},$$

Gl.-Nr.	M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}	M_{11}	M_{12}	M_{19}	M_{20}	M_{21}	M_{22}	M_{23}	M_{24}	M_{25}	rechte Seite
36								+4,3	+8,6	+6,8	+3,4				
37									-20,4	-20,4			-21	-12	
38								-30,1	-31,4	-27,2	-23,8	-12	-23	-12	
75									+4,3	-3,4		-16	-23	+16	-2265,2
67	+16,2			+26,9	+5			-24,8	-4,3			+16,2			
68	+16,2	-54		+51,2	+94	-54		+8,6	-22,7	+27			-27		
72	+1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	-1	+1	+1	+278,64
71		+27			-27	+33	+4		+27	-33,8	-3,4		+27		
73		+27	+16,2		-27	+51	+40,2			+10,2	+10,2			+16,2	
74		+16,2			+4	+24,2			-3,4	-23					

Entfernt man aus diesem System die Momente M_{19} bis M_{25} , so behält man noch 3 (mit 104) bis 106) bezeichnete Gleichungen. Zusammen mit 107) und 22), 23) und 24) aus den Gruppen I und II geben sie ein System von nur 7 Gleichungen mit 7 Unbekannten, aus dem sich die übrigen Momente übersichtlich berechnen lassen.

$$M_7 = -41,95 \text{ tm}, M_8 = +36,33 \text{ tm}, M_9 = +67,16 \text{ tm}, \\ M_{10} = -52,47 \text{ „}, M_{11} = +50,96 \text{ „}, M_{12} = -90,78 \text{ „}, \\ M_{13} = +33,20 \text{ „}, M_{14} = +59,32 \text{ „}, M_{15} = -39,85 \text{ „}, \\ M_{16} = -41,51 \text{ „}, M_{17} = -58,23 \text{ „}, M_{18} = +42,94 \text{ „}, \\ M_{19} = +57,25 \text{ „}, M_{20} = -50,94 \text{ „}, M_{21} = +47,35 \text{ „}, \\ M_{22} = -78,98 \text{ „}, M_{23} = +22,24 \text{ „}, M_{24} = +37,70 \text{ „},$$

Gl.-Nr.	M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}	M_{11}	M_{12}	rechte Seite
22	+ 136,903	+ 146,854	- 139,848	- 37,611	- 18,805	+ 11,103	+ 28,715	- 21679,6
23	- 45,574	- 202,926	+ 80,973	- 47,248	- 59,066	- 6,354	- 12,708	+ 14091,9
24	+ 141,315	+ 143,664	- 130,752	- 49,976	- 32,488		+ 18,160	- 21360,2
104	- 51,545	- 5,361	+ 33,174	- 97,378	- 40,031	- 13,874	+ 34,629	- 5151,9
105	+ 24,375	+ 39,550	+ 0,566	+ 41,834	- 22,958	+ 68,492	+ 25,041	+ 3126,3
106	+ 23,882	- 27,081	- 2,807	+ 64,438	+ 71,462	- 18,089	+ 1,553	+ 323,53
107				+ 5	+ 10	+ 8	+ 4	

Als erstes Moment ist M_{12} berechnet; durch Rückwärtsgehen findet man die anderen Unbekannten. Dabei sind 3 Gleichungen nicht benutzt, die später für die Probe dienen. Es sind dies die Gleichungen 8), 52) und 31), die aus der Bedingung: $\Sigma H = 0$ folgen.

Setzt man zur Probe die gefundenen Momente in die Gleichungen ein, so findet man:

$$8) M_1 - M_4 + M_5 - M_6 - M_7 + M_8 = 242,62 \text{ (statt } 242,52) \\ 52) M_{13} + M_{14} - M_{15} - M_{16} - M_{17} + M_{18} = 275,06 \text{ (statt } 278,64) \\ 31) M_{23} + M_{24} - M_{25} - M_{26} - M_{27} + M_{28} = 242,38 \text{ (statt } 242,52)$$

Die so errechneten Momente sind mit den Momenten infolge senkrechter Belastung zusammen gefaßt. Diese Momente sind unter der Annahme berechnet, daß die Rahmenriegel eingespannte Balken mit einem Zwischenauflager seien, eine Vereinfachung, die zulässig erscheint,

$$M_{25} = -30,50 \text{ tm}, M_{26} = -52,41 \text{ tm}, M_{27} = -42,43 \text{ tm}, \\ M_{28} = +57,26 \text{ „}.$$

In der gleichen Weise sind auch die anderen, hiervon abweichend belasteten Rahmen der Endstockwerksbauten berechnet.

Die vorstehende Ermittlung der Rahmen-Eckmomente stellt ein Beispiel für die Berechnung eines der im neueren Eisenbetonbau vorkommenden verwickelten Tragwerke dar, deren Bauausführung jedoch einfach ist. Hier sollte nur gezeigt werden, daß trotz des ungewöhnlichen Umfangs der Berechnung diese in allen Teilen leicht zu übersehen ist, wenn sie mit Hilfe der wiederholten Anwendung der Clapeyron'schen Gleichungen durchgeführt wird und man geeignete Gleichungs-Gruppen bildet, wodurch die umfangreiche Gesamtaufgabe in Einzelaufgaben zerfällt. —

Literatur.

Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung. Herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. E. Mörsch, Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart. 5. vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage. I. Bd., 1. Hälfte. Gr. 8° mit 471 S. Text und 353 Textabbildungen. Stuttgart 1920. Konrad Wittwer. Pr. geb. 36 M. + 20% Teuerungszuschlag.

Das ausgezeichnete Werk, das im Jahr 1902 erstmalig erschienen ist und von vornherein sich die Aufgabe stellte, dem Eisenbeton-Ingenieur eine möglichst einfache, vor allem die erforderliche Sicherheit bietende Berechnungsmethode an die Hand zu geben, die sich aufbaut auf der richtigen Erkenntnis des statischen Zusammenwirkens der beiden Baustoffe Beton und Eisen auf Grund von Versuchen, das sich daher frei hält von allen unfruchtbaren rein theoretischen Spekulationen, spiegelt in seinen verschiedenen Auflagen klar den Entwicklungsgang wieder, den unsere Erkenntnis auf diesem Wege genommen hat. Konnte sich die erste Auflage nur auf ein verhältnismäßig geringes Versuchsmaterial stützen, das vorwiegend den Arbeiten der Firma Wayss & Freytag A.-G. auf diesem

Gebiet entnommen war, so stand der neuen Auflage ein überaus reiches Material zur Verfügung, darunter vor allem die umfangreichen Versuche des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, die in den grundsätzlichen Fragen in der Hauptsache als abgeschlossen zu betrachten sind.

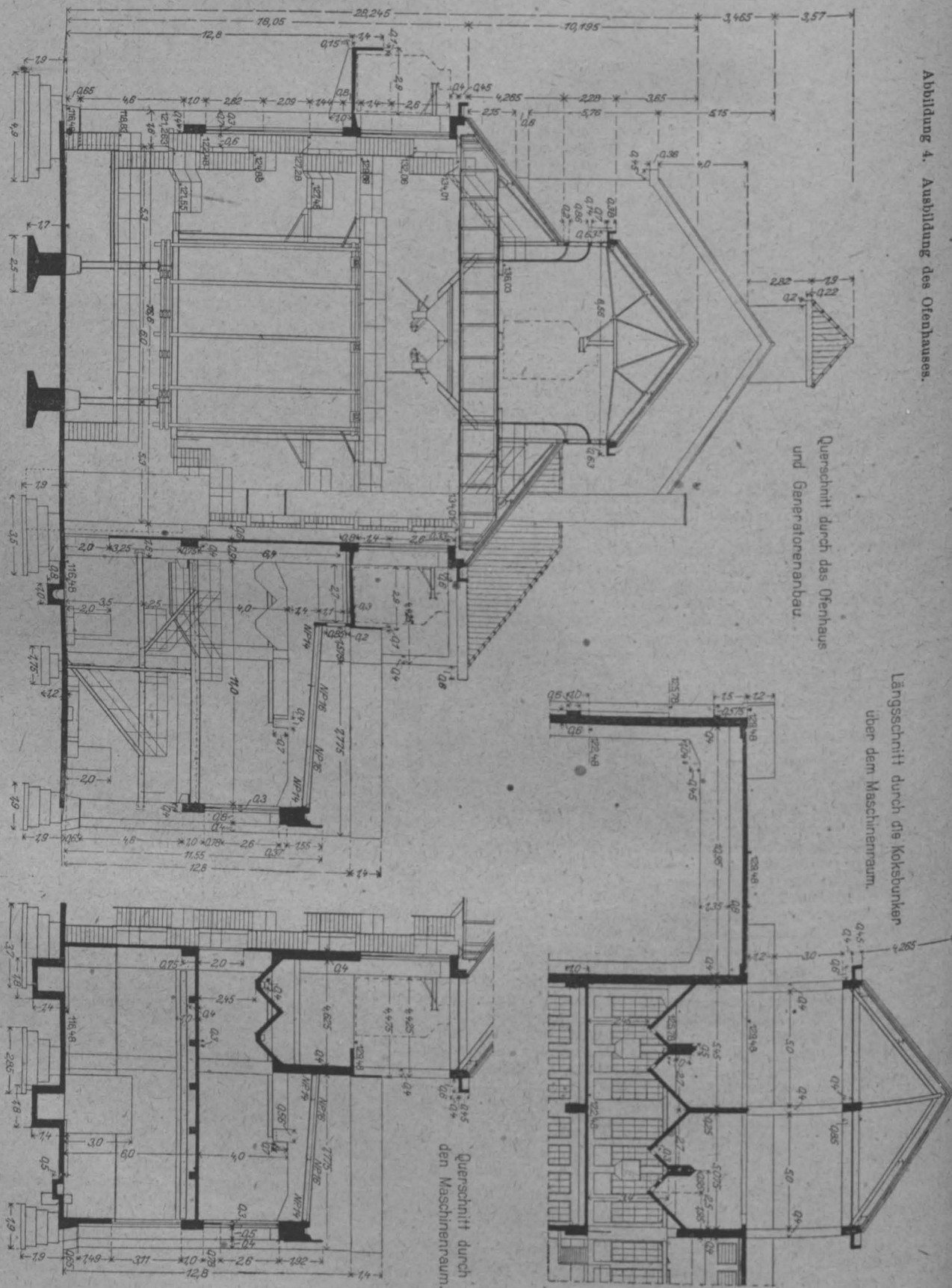
Der Verfasser macht mit Recht darauf aufmerksam, daß der Erlaß allgemein gültiger Vorschriften für Eisenbeton, wie wir sie in den Bestimmungen von 1916 jetzt für ganz Deutschland besitzen, auch eine gewisse Gefahr in sich birgt, insofern als unter Umständen unter Außerachtlassung der Versuchsforschung blindlings nach ihnen gerechnet wird. Daher will die neue Auflage „aus den Versuchsberichten alles das verwerten, was für die Berechnung, die Konstruktion und das Verständnis des Zusammenwirkens nötig und nützlich ist“. Diese kritische Betrachtung des überreichen Versuchsmaterials hat aber den zu bewältigenden Stoff so anschwellen lassen, daß das Werk zunächst in einen theoretischen und einen konstruktiven Band getrennt worden ist. Der Umfang des I. Bandes bedingt wieder dessen Zweiteilung. Der erste Teil liegt jetzt vor, der zunächst den Begriff und die allgemeinen Eigen-

schaften des Eisenbetons, sowie seine Bauelemente erläutert, dann die Baustoffe und ihre Eigenschaften behandelt und von der Theorie des Eisenbetons nur die achsiale Druckbeanspruchung, die Knickung, die einfache Biegung

und die Formänderung umfassen; sein Erscheinen wird in baldige Aussicht gestellt.

In dem vorausgeschickten allgemeinen Teil kann das Werk nichts wesentlich Neues bringen, während

Abbildung 4. Ausbildung des Ofenhauses.



Erweiterung des Gaswerkes Dresden-Reick.

Architekt: Stadtbaurat Prof. Hans Poelzig; Mitarbeiter: Bauamtmann Rich. Louis.

und die Biegung mit Achsialkraft erörtert. Er hat dabei schon einen Umfang erhalten, der reichlich $\frac{2}{3}$ des Umfanges der 4. Auflage des ganzen Werkes gleich kommt, die 1912 erschienen ist. Der 2. Teil des I. Bandes soll dann die Wirkung der Schubkräfte, die Plattenversuche

in dem Abschnitt über Baustoffe und ihre Eigenschaften, der eine wesentliche Erweiterung erhalten hat, sich die neueren Erfahrungen schon in erheblicher Weise geltend machen. Bezüglich des Eisens hält Verfasser an der von Anfang an von ihm vertretenen An-

schauung fest, daß eine richtig geführte Rundeseisenbewehrung allen Sonderformen vom theoretischen und wirtschaftlichen Standpunkt aus vorzuziehen ist. Bei den Bestandteilen des Betons werden Eisenportlandzement und Hochofenzement, die seit 1915 bzw. 1917 als gleichwertig auch für Eisenbetonbauten zugelassen sind, etwas eingehender gewürdigt, ebenso die Verwendung von Hochofenschlacke als Zuschlag, über die sich die Anschauungen inzwischen weiter geklärt haben. Auch über das Verhalten des Betons gegen chemische Einflüsse verschiedener Art, über Rostschutz und elektrische Einflüsse werden nähere Angaben gemacht, und die Bedenken, die in den beiden letzteren Fragen erhoben worden sind, auf ihr richtiges Maß zurückgeführt. Der Festigkeit und Elastizität des Betons werden ausführlichere Betrachtungen gewidmet. Hier haben die Versuche über die zweckmäßige Zusammensetzung des Betons wertvolle Aufschlüsse gebracht. Besonders sorgfältig wird die Frage der Schub- und Scherfestigkeit des Betons und der Wert der zu ihrer Ermittlung angestellten Versuche geprüft, ferner die Frage des Quellens und Schwindens des Betons, über die neuere Versuche weitere Aufklärung gegeben haben und die auch deshalb besondere Berücksichtigung verdient, weil diese Erscheinungen die Ergebnisse bei verschiedenen Versuchen wesentlich beeinflussen und damit zu falschen Schlüssen Veranlassung geben können. Die Berücksichtigung des Einflusses des Schwindens ist durch die amtlichen Bestimmungen von 1916 für statisch unbestimmte Systeme jetzt vorgeschrieben. Die Versuche haben auch erkennen lassen, durch welche Mittel sich die Entstehung der unangenehmen Schwindrisse bis zu gewissem Grade zurückhalten lassen. Vor allem wird aber an die Zementherzeuger die Forderung gestellt, auch auf diese Eigenschaft des Zementes ihr besonderes Augenmerk zu richten und nicht allein auf hohe Festigkeit.

Noch weiter als bei den vorhergehenden Abschnitten geht die Neugestaltung des Hauptteiles des vorliegenden Buches über die Theorie des Eisenbetons. Die Berechnungsmethode schließt sich ganz den amtlichen Bestimmungen von 1916 an, bei deren Aufstellung Verfasser als Mitglied des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ wesentlich mitgewirkt hat. Die Grundlagen sind also im wesentlichen dieselben wie früher, nur daß ein feinerer Ausbau, eine durch die neueren Versuchsergebnisse bedingte stellenweise Erweiterung stattgefunden hat. Verfasser legt dabei besonderen Nachdruck auf die zweckmäßige Querschnittsbemessung und hat zahlreiche wertvolle Tafeln zu diesem Zweck beigegeben, die entweder zahlenmäßig oder graphisch unter Zugrundelegung der nach den amtlichen Bestimmungen zulässigen Beanspruchungen in einfacher Weise die Querschnittsabmessungen erlangen lassen (die dem Buch beigegebenen 20 Tafeln sind auch auf starkem Karton gedruckt besonders zu beziehen).

Die einfache achsiale Druckbeanspruchung, also die Berechnung und Ausbildung der Eisenbetonsäule bildet den Anfang dieses Abschnittes. Es wird der grundsätzliche Unterschied zwischen in gewöhnlicher Weise bewehrten und umschnürten Säulen gezeigt. Für die Wirkung der Umschnürung, der mit rein theoretischen Betrachtungen nicht beizukommen ist, werden die Versuche Kármán's über unter allseitigem Druck stehende Gesteine zur Aufklärung herangezogen. Eingehend werden die verschiedenen Säulenversuche besprochen, bei denen störende Einflüsse leicht zu Ergebnissen führen, die über den wirklichen Sachverhalt täuschen. Zur Auswertung sind nur die Versuche herangezogen, bei denen gleichzeitig die Eigenfestigkeit des Betons, die Quetsch- und Streckgrenze der Längseisen und die Festigkeit der etwa verwendeten Spiralen ermittelt sind. Diese bestätigen die Brauchbarkeit der in den amtlichen Bestimmungen aufgenommenen Formeln, namentlich auch der von Mörsch schon 1912 entwickelten 3gliedrigen Formel für die umschnürten Säulen. Für beide Säulen werden wieder Bemessungstafeln beigegeben, die für bestimmte Lasten (20 bis 100 t) ohne Weiteres die Querschnittsgröße und die entsprechende Eisenbewehrung ablesen lassen, die innerhalb der Grenze von 0,8—3 % liegt.

Diesem Abschnitt ist auch eine kurze Notiz über umschnürtes Gußeisen nach dem System v. Emperger beigelegt. Nachdem die Säulenversuche gezeigt haben, daß die Wirkung der Umschnürung bei rechteckigen Querschnitten höchst zweifelhaft ist, bezeichnet Verfasser es als sehr gewagt, wenn nach diesem System, wie es mehrfach geschehen ist, rechteckige Querschnitte bei Brückenträgern ausgebildet worden sind. Er hält eine Verstärkung mit Stahlstäben hoher Quetschgrenze in solchen Fällen für mehr am Platz.

Wurde in der letzten Auflage die Knickung nur

kurz gestreift, die bei Eisenbeton allerdings nicht die Bedeutung wie bei Holz- und Eisenkonstruktionen hat, so konnte jetzt nach Versuchen im Materialprüfungsamt Stuttgart diese Frage weiter geklärt werden. Neben der Euler'schen Formel, die in den deutschen Vorschriften in erster Linie empfohlen wird, werden auch noch andere Knickformeln für Eisenbeton in Vergleich gestellt und auf ihre Zulässigkeit nach den Versuchsergebnissen geprüft.

Uebersaus reich ist das inzwischen entstandene Versuchsmaterial über einfache Biegung bei Platten und T-Balken, daher ist der Umfang dieses Abschnittes auch erheblich gegen früher angeschwollen. Es sind diesem Abschnitt eine ganze Reihe wertvoller Tafeln für die Querschnittsbemessung, sowie zur Vereinfachung der Spannungsbemessung bei gegebenem Querschnitt beigegeben. Es gilt das sowohl für die einfach wie doppelt bewehrten rechteckigen Querschnitte, wie für den Plattenbalken. Auch Querschnitte mit dreieckförmiger Druckzone, wie sie bei den Firstbalken von Dächern vorkommen, sind jetzt in den Kreis der Betrachtungen gezogen. Für Plattenbalken ist auch eine Tafel zur Bemessung der erforderlichen Stiegbreite bei Einhaltung von $\sigma_{bz} = 24$ und $\sigma_e = 750 \text{ kg/cm}^2$ gegeben, ferner eine graphische Methode zur Berechnung bei einfacher Biegung. Bei der Besprechung der Durchführung der Versuche werden auch die Kontrollbalken besprochen, die nach Erlaß der Vorschriften von 1916 gegenüber den Würfelproben keine Vorzüge mehr besitzen. Sie hätten sich auf der Baustelle nicht zuverlässiger erwiesen als die Würfelprobe, außerdem sei es zwecklos, eine höhere zulässige Biegungsspannung anzustreben, die sich doch nicht ausnutzen lasse.

Den Abschluß des 1. Teiles des I. Bandes bildet die Biegung mit Achsialdruck, die theoretisch ausführlich behandelt wird, während wieder eine Auswertung der neuen Versuche die Richtigkeit der Theorie nachweist. Zahlreiche Tafeln, aus denen zum Teil das erforderliche Minimum der Eisenbewehrung der Querschnitte abgelesen werden kann, vereinfachen die Berechnung in außerordentlicher Weise.

Diese kurze Skizzierung des Inhaltes zeigt in wie wesentlicher Weise das Werk erweitert und ausgestaltet ist. Ihm eine weitere Empfehlung mit auf den Weg zu geben, erscheint überflüssig. —

Fr. E.

Literatur-Verzeichnis.

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

- Eisenbetonbau. Rahmen und Gewölbe. Ein ausführliches Lehrbuch der praktischen Statik einfacher und mehrstieliger Rahmen auf dem Grundsatz der virtuellen Arbeit usw. Mit vielen vollständig durchgeführten Zahlenbeispielen, 400 Abbildungen und 2 Tafeln von H. Schlüter. 2. vermehrte und verbesserte Auflage. 8°, 407 Seiten Text. Berlin 1920. Verlag von Hermann Meusser. Pr. geb. 36 M. —
- Zementverarbeitung. Herausgeber Baurat Dr.-Ing. Riepert. Heft 13. Zur Frage des Eisenbeton-Schiffbaues von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. W. Petry, Dir. des Deutschen Beton-Vereins. Berlin 1920. Zementverlag G. m. b. H. —
- Eisenbetonbrücken. Von Dr.-Ing. K. W. Schächterle. 2. verbesserte Auflage, kl. 8°, 166 S. Text. Aus Sammlung Götschen. Berlin und Leipzig 1920. Vereinigung wissenschaftl. Verleger Walter de Gruyter & Co. Pr. 1,60 M. + 50% Zuschlag. —
- Baumechanik für Eisenbeton. Von Prof. Dr.-Ing. Ludw. Hess. 3. Auflage. Aus: Die gesamte Hochbaukunde. 10. Bd. Herausgegeben von Karl A. Romstorfer. 8°, 102 S. Wien u. Leipzig 1920. Verlag Franz Deuticke. Pr. brosch. 6 M. —
- Tabellen der Maximalquerkraft und Maximalmomente durchlaufender Träger mit 2, 3 und 4 Öffnungen verschiedener Weite bei gleichmäßiger Belastung. Von Dipl.-Ing. W. Kapferer. Kl. 8°, 127 S. Text. Berlin 1920. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 12,50 M. —
- Mehrstielige Rahmen. Verfahren zur einfachen Berechnung von mehrstieligen, mehrstöckigen und mehrteiligen geschlossenen Rahmen (Rahmenbalkenträgern). Von Ing. Gust. Spiegel. 8°, 190 S. Text. Berlin 1920. Verlag Julius Springer. Pr. geh. 18 M. —

Vermischtes.

Aus dem Jahresbericht 1919 des Deutschen Beton-Vereins. Aus dem vom Vorstand der 23. Hauptversammlung des Vereins vorgelegten Geschäftsbericht entnehmen wir die folgenden Angaben, die allgemeines Interesse bieten.

Die Mitgliederzahl hat sich im vergangenen Jahr von 258 auf 277 erhöht, darunter 180 ordentliche, 74 außerordentliche und 23 beratende Mitglieder. Ebenso ist die Zahl der Anteilscheine gestiegen von 923 auf 1058 und dementsprechend die Beitragssumme von 80 750 auf 91 240 M. angewachsen.

Die Bücherei des Vereins, die so ausgestaltet werden soll, daß sie zu einer Sammelstelle alles dessen wird, was über Beton und Eisenbeton überhaupt geschrieben worden ist, hat einigen Zuwachs erhalten, doch ist der

Verein für die weitere Ausgestaltung wesentlich auf die freiwillige Beihilfe der Mitglieder angewiesen.

Seit 1. Januar 1920 gibt der Verein an alle seine Mitglieder in Abständen von 14 Tagen eine Literaturübersicht über die wichtigsten Erscheinungen aus dem einschlägigen Fachgebiet, namentlich auch aus der Literatur des Auslandes heraus, die den Mitgliedern das Studium der Neuerscheinungen erleichtern soll. An der neuen Fachzeitschrift „Der Bauingenieur“ ist der Verein beteiligt und hat seinen Geschäftsführer Dir. Petry in die Schriftleitung entsandt. Dem Beton- und Eisenbeton wird ein bestimmter Raum in jeder Nummer dieser alle 14 Tage erscheinenden Zeitschrift gewährt.

Die Geschäftsstelle des Vereins baut sich immer mehr zu einer Auskunfts- und Beratungsstelle nicht nur für die Mitglieder des Vereins, sondern auch für Behörden und im freien Berufsleben stehende Architekten und Ingenieure aus. Vielfach behandelt worden ist namentlich die Frage der Einwirkung von Säuren auf Beton, das Verhalten gegen Schußwirkung, Explosionen und Erschütterungen, ferner gegen Feuer und elektrische Ströme, auch die Frage der Schallsicherheit, der Schwierigkeiten beim Abbruch, das Verhalten gegen Frost und Rauchgase. Besondere Erfahrungen über den Bau von Eiskellern in Eisenbeton, über Abwässerkanäle in Mauerwerk und Beton, über Verputz auf Eisenbetondecken, über Getreidespeicher, Weinkeller und Flüssigkeitsbehälter in Eisenbeton sind durch Rundschreiben von den Mitgliedern eingefordert und im Ergebnis zusammengestellt worden.

Erwähnt sei noch einmal, daß der Verein auf seiner letzten Hauptversammlung 1919 in Nürnberg (vergl. den Bericht Jahrg. 1919 S. 126 ff. der „Mitteilungen“) ein Vereinsabzeichen eingeführt hat, das die Mitglieder auf ihren Drucksachen und Erzeugnissen führen sollen.

Der zweite, umfangreichere Teil des Berichtes erstreckt sich auf die technischen Angelegenheiten des Vereins. Zur Frage der hochwertigen Spezialzemente (vergl. unsere früheren Berichte in den „Mitteilungen“) wird hier ausgeführt, daß die heutige Zeit mit ihrer Kohlenknappheit zur Aufnahme der Erzeugung solcher Zemente zwar nicht geeignet, die Frage aber eine solche sei, die vor allem durch wissenschaftliche Versuche bald gelöst werden müsse, denn die Zement verbrauchende Industrie müsse es als erforderlich bezeichnen, für bestimmte Zwecke Zemente mit hoher Anfangsfestigkeit zu haben, deren Festigkeitseigenschaften von den Zementfabriken auch gewährleistet würden.

Über den Eisenbeton-Schiffbau wird über die Verhandlungen zwischen Germanischem Lloyd und Beton-Verein berichtet betr. Herausgabe von Bauvorschriften für den Eisenbeton-Schiffbau. Solche sind für die Betonindustrie dringend erwünscht. Die Grundlagen dieser Vorschriften sind bereits in gemeinsamer Beratung festgestellt, eine Reihe von Einzelfragen müssen aber erst noch durch einen Unterausschuß geklärt werden. In Deutschland wird der Mangel an Eisen zum Festhalten am Eisenbeton-Schiffbau zwingen, während man im Ausland angeblich geneigt ist, ihn wieder fallen zu lassen.

Einen breiten Raum nimmt im Bericht die Frage der Normung in der Zementwaren-Erzeugung und dem Betonbau ein. Im „Normenausschuß der deutschen Industrie“, Abt. Bauwesen, der Prof. Dr.-Ing. Gehler vorsteht, ist ein Unterausschuß für Beton und Eisenbeton seit Mai 1919 eingesetzt, den derselbe Fachmann leitet. Es wirken in ihm mit der „Deutsche Beton-Verein“, der „Zentralverband Deutscher Zement- und Kunststeinwaren-Fabrikanten“ in Leipzig und der „Zementwaren-Fabrikanten-Verein“ in Berlin. Er umfaßt 2 Hauptgruppen: Zementwaren und Baugeräte und Arbeitsverfahren. Zu den ersten, die der Normung unterworfen werden sollen, gehören aus dem Tiefbau: Kanalisations-Bauteile und Zementrohre, Zementplatten für Gehwege, Bordschwellen und Bordsteine, Grenz- und Nummernsteine, Einfriedigungspfeiler und Kabel-Formstücke; aus dem Hochbau sind zu nennen: Decken-Bauteile, Beton-Überlagersträger, Wandbauteile und Treppen-Bauteile sowie Bau-Werkstücke verschiedener Art. Die 2. Hauptgruppe befaßt sich in der Untergruppe Baugeräte mit Fördergefäßen, Mischmaschinen (in Bezug auf ihre Leistung), Feldbahngleisen mit Zubehör, während in der 2. Untergruppe die Vereinfachung von Arbeitsverfahren, Baugerüsten und Schalungen, Einlagen in Runderisen usw. behandelt werden. Es sind zum Teil schon vorläufige Festsetzungen getroffen, die aber noch der Zustimmung der Fachkreise bedürfen (vergl. letzte Nummer, S. 32 über Gehwegplatten und Bordschwellen). Die Betonindustrie erhofft von diesen Normungen eine Vereinfachung und ein wesentlich wirtschaftlicheres Arbeiten.

Es wird ferner mitgeteilt, daß die Schiedsgerichtsordnung, die sich zunehmender Anwendung erfreut, zur Prüfung neuer Gesichtspunkte keine Veranlassung gegeben hat. Eingeführt ist für die Vergütung der Schiedsrichter und Sachverständigen die neue Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure bezüglich der Stundensätze.

Der Verein hat seine Bauunfall-Statistik weiter fortgesetzt. Von den untersuchten Fällen handelt es sich entweder um starke Überbelastung der Konstruktion gegenüber den Rechnungsgrundlagen oder auch um grobe Fehler der Durchbildung der Konstruktion. Dem Eisenbeton an sich war keine Schuld zuzuschreiben.

Die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, an denen der Verein in lebhafter Weise teilnimmt, haben 1919 ganz geruht. Der Moorausschuß hat dagegen seine 7 Jahre im Wasser liegenden Proben Herbst 1919 durch eine Kommission besichtigen lassen. Die in Trebbin in Süßwasser gelagerten Kontrollproben zeigten keine wesentlicheren Veränderungen, wohl aber die im Moorwasser in Güsten (Lübecker Kanal-Bauverwaltung) und im Kedingen Moor fortschreitenden Angriffe. Die mechanische Prüfung der eingelegten Betonrohre soll jetzt im Materialprüfungsamt Lichterfelde stattfinden, dann soll der erste Teil der Moorversuche in den „Mitteilungen des Deutschen Ausschusses“ veröffentlicht werden.

Damit schließt der interessante Bericht. In der Versammlung des „Beton-Vereins“ am 5. Mai wurden vom Vereinsdirektor Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Petry dazu noch einige Ergänzungen gegeben, auf die wir noch zurück kommen. —

Deutsche Gesellschaft für das Bauingenieurwesen. Auf Einladung des „Vereins deutscher Ingenieure“ ist am 4. Mai d. J. in Berlin eine Gruppe von angesehenen Bauingenieuren aus verschiedenen Teilen Deutschlands zusammen getreten, welche die Gründung einer „Deutschen Gesellschaft für das Bauingenieurwesen“ beschlossen hat, die sich als Aufgabe „Die Förderung wissenschaftlicher Arbeit auf dem Gebiet des Bauingenieurwesens“ stellt. Begründet wird diese Neubildung mit dem Bedürfnis, auch die Bauingenieure zu einer großzügigen Vereinigung zusammen zu fassen, um auch ihnen einen entsprechenden Einfluß auf unser Wirtschaftsleben und entsprechende tatkräftige Mitarbeit beim Wiederaufbau unseres Vaterlandes zu sichern. Die neue Vereinigung soll etwa nach dem Vorbild derjenigen gebildet werden, wie sie für Metallkunde, Betriebswissenschaft usw. entstanden sind. Sie soll nur aus Einzelmitgliedern bestehen und nur fachwissenschaftliche Fragen behandeln, wobei selbstverständlich auch wirtschaftliche Fragen, die von diesen gar nicht zu trennen sind, in den Rahmen der Aufgaben einbezogen werden müssen, während alle Standes- und Berufsfragen ausgeschlossen werden sollen, die in den bestehenden Organisationen bereits die entsprechende Berücksichtigung finden. Die Gesellschaft soll einfach und ohne unnötigen Kostenaufwand, aber möglichst umfassend und beweglich ausgestaltet werden. Aus diesem Grund ist auch eine gewisse Verbindung mit dem „Verein deutscher Ingenieure“ in Aussicht genommen, der seine Geschäftsstelle zur Verfügung stellt. Außerdem soll damit auch eine gemeinsame Arbeit mit den Maschinen-Ingenieuren und anderen Fachgruppen auf gewissen Grenzgebieten sicher gestellt werden.

Es wurden Richtlinien für die Bildung und Arbeit der Gesellschaft angenommen, aus denen der Zweck derselben bereits oben erwähnt ist. Mitglieder der Gesellschaft können alle Personen werden, die nach ihrer Ausbildung und fachlichen Betätigung geeignet sind, die Ziele der Gesellschaft zu fördern. Die Gesellschaft hält alljährlich eine Mitgliederversammlung ab und wird durch einen 15 gliedrigen Vorstand geleitet, der von der Versammlung aus Vertretern der Praxis und der technischen Hochschulen aus verschiedenen Teilen Deutschlands vorläufig gewählt wurde. Diesem Vorstand wird noch ein wissenschaftlicher Beirat zur Seite gestellt. Die Gesellschaft wird Veröffentlichungen herausgeben, voraussichtlich in Angliederung an eine bestehende Fachzeitschrift. Verhandlungen darüber sind eingeleitet.

Die Gründung der Gesellschaft, die einer Forderung der Zeit entspricht, und ihre Ziele wurden von den Anwesenden allseitig gebilligt. Es ist ihr eine gedeihliche Entwicklung zum Nutzen des Bauingenieurwesens zu wünschen. —

Inhalt: Erweiterung des Gaswerkes Dresden-Reick. — Obst- und Gemüse-Großmarkthalle der Stadt Berlin. (Schluß.) — Literatur. — Literatur-Verzeichnis. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

№ 6.

Erweiterung des Gaswerkes Dresden-Reick.

Von Stadtbauamtmann Richard Louis. Architekt: Stadtb. Prof. Hans Poelzig, Mitarbeiter: Bauamtm. Rich. Louis.
(Schluß.) Hierzu die Abbildungen Seite 44 und 45.



er auf der Seite des Kohlenlager-Platzes an den Körper des Hochbahngleises sich anlehrende Unterbau der Kohlen-Elektro-Hängbahn wurde wie alle übrigen Eisenbeton-Konstruktionen in seinen Abmessungen so gehalten, daß der Baustoff nur in dem unbedingt notwendigen, rechnerisch ermittelten Maß zur Verwendung

gelangte. Für die Stärke der durchbrochenen Hängbahnstützen waren hierbei die Lage und die Auflagedrücke der beweglichen Verladebrücke bestimmend. Die Abbildungen 9—11 geben einige Ansichten der Anlage fertig und im Bau wieder.

Nach den gleichen Grundsätzen soll die Ausführung des Oberbaues des Kohlenförder- und Wasserturmes erfolgen, bei dessen Planung die Schließung der Felder zwischen den Pfeilern und Versteifungsbalken in dem der Kohlenförderung dienenden Teil des Turmes mit Fenstern und Zementbetonplatten ihrer Entbehrlichkeit wegen fortfallen, wodurch außer dieser Ersparnis für die äußere Erscheinung des Turmes und des Ofenhauses der Vorteil erreicht werden kann, daß der Doppelzweck des ersteren als Förder- und Wasserturm zum Ausdruck kommt, und das Ofenhaus durch die leicht erscheinende Baumasse des nahen Turmes nicht gedrückt wird.

Sämtliche Ansichtsflächen der Eisenbeton-Konstruktionen, Betonwände der Hochbahnen und Betonplatten der Umfassungen wurden sowohl mit Rücksicht auf die spätere Unterhaltung wie zur Ausdrucksbetonung des Baustoffes unverputzt und so belassen, wie sie aus den Einschalungen herausgekommen sind. Die für das Bauwerk beabsichtigte Wirkung eines Betonrohbaues in zweckmäßiger und ästhetisch befriedigender Ausführung ist durch die Anordnung von gehobelten, möglichst mit der Richtung der Konstruktionsteile gleichlaufenden Brettern der Einschalungen, Verwendung einer nasseren Betonmischung an den Außenflächen der Konstruktionsteile und Herstellung gebrochener Kanten in 1,5—3 cm Breite erreicht worden.

Mit dem warmen, graugelben Farbton der Schau- seiten befindet sich die aus kupferfarbigen Pfannen bestehende Bedachung des Ofenhauses und der kleineren Nebengebäude in guter Uebereinstimmung.

Aus den vorgeschilderten, der Planung des hochbautechnischen Teiles des Bauwerkes zugrunde gelegten Gesichtspunkten heraus ergab sich für die Ausgestaltung der Schauseiten die Anwendung von Bauformen, die ohne Anlehnung an eine bestimmte Architekturrichtung und ohne jedes überflüssige Zierwerk ausschließlich in dem Zweck, dem die Baulichkeiten dienen, und in der Eigenart der verwendeten Baustoffe ihre Begründung finden. Im Uebrigen war für die Formgebung des Aufbaues das Bestreben nach Einheitlichkeit und harmonisch abgestimmten Verhältnissen maßgebend.

Der im Gaswerk Neustadt zu errichtende Behälter für 141 500 m³ Gasinhalt soll nach einem neueren System ohne Eintauchbecken, bewegliche Glocke und Schutz-Ummantelung ausgeführt werden. Die Hauptabmessungen von 52 m unterem Durchmesser und 80,5 m Höhe sind gegeben durch die zur Verfügung stehende Baufläche, den Gasinhalt und den über dem Höchststand (66,5 m) der beweglichen Gasraum-Decke erforderlichen Entlüftungsraum, der außerdem dazu bestimmt ist, die Konstruktion dieser Decke und des Daches aufzunehmen. Der für die Zugänglichkeit des Entlüftungs-

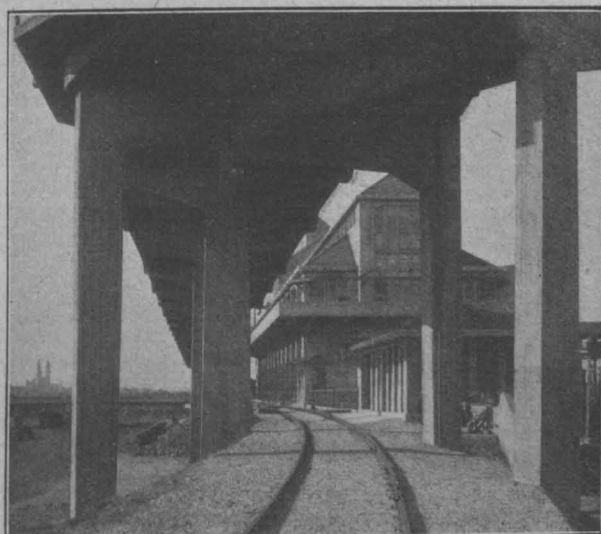


Abbildung 9. Blick in die Hängbahn.

Raumes und der Führungen der Behälterdecke notwendige, außerhalb des zylindrischen Hauptkörpers des Behälters durch Vorkragung anzulegende Bedienungsgang bildet zusammen mit dem zurücktretenden Teil des Entlüftungsraumes und dem darüber angeordneten flachen Kuppeldach den oberen Abschluß des Behälterbaues.

Dem Hochbauamt fiel die Aufgabe zu, daß Aeußere des Behälters so zu gestalten, daß seine Erscheinung sowohl in der Nähe des Standortes, wie im Stadtbild wenn möglich keine störende Wirkung zur Folge hat.

Prof. Poelzig prüfte zunächst die Frage, den Standort des Behälters aus dem Inneren der Neustadt nach der Stadtgrenze zu verlegen. Die Möglichkeit der Ausführung dieses Gedankens scheiterte jedoch an den

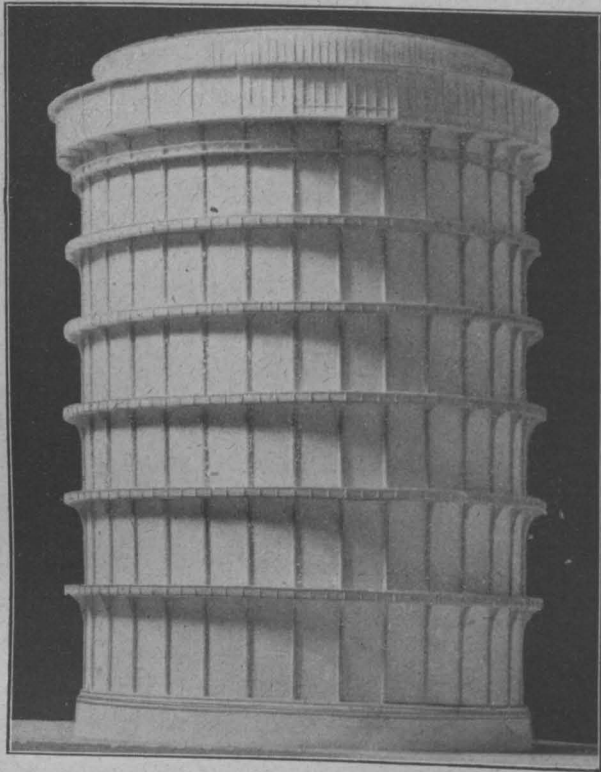


Abbildung 12. Gasbehälter im Gaswerk Neustadt. Aufnahme nach dem Modell. (Material: Eisen mit Betonsockel.)

außerordentlich hohen Kosten, welche die Beschaffung eines neuen Bauplatzes und die Verlegung der vom Gaswerk Neustadt als Verteilungszentrale aus bestehenden Leitungsanlagen verursacht haben würde.

Als dann fanden genaue Feststellungen der Wirkung der Riesenmasse des Behälters im Stadtbild durch Anfertigung von photographischen Stadtbildaufnahmen und Einzeichnung des Behälters in diese von den verschiedenen, die Stadt umgebenden Höhen und von der Brühlschen Terrasse aus statt, deren Richtigkeit später nach Fertigstellung der Planung durch einen am Standort des Behälters bis zu dessen Höhe von 80,5 m aufgelassenen Fesselballon in der Natur bestätigt wurde.

Das Ergebnis dieser Feststellungen war insofern ein günstiges, als die Behältermasse vom wichtigsten Punkt, der Brühlschen Terrasse, nur im obersten Teil, das Neustädter Uferbild im Vordergrund lassend, von

den Rücknitzer Höhen im Hintergrund der Stadttürme und infolge der großen Entfernungen ohne Beeinträchtigung derselben sowie von allen übrigen Punkten außerhalb des charakteristischen Dresdner Stadtbildes gesehen wird. Uebrigens gewinnen durch das Hinzutreten des Baues mehrere im Stadtbild bedeutungslos erscheinende Stadtteile, insbesondere der Platz vor dem Neustädter Bahnhof und der nordwestliche Teil des Neustädter Elbufers, in städtebaulicher Beziehung, da die bisher dort fehlende Dominante geschaffen wird.

Bei den Feststellungen stellte sich weiter heraus, daß sowohl die in Erwägung gezogene turmartige Gestaltung der Baumasse des Behälters durch Verminderung des Durchmessers und Vergrößerung der Höhe, wie die Zerteilung derselben in 2 niedrigere Behälter eine ästhetische Unmöglichkeit darstellen würde und das gegebene Verhältnis des Durchmessers zur Höhe ein durchaus glückliches sei. Schließlich wurde noch festgestellt, daß das Nüchterne und Massige der zylindrischen Grundformen des Behälters mit Rücksicht auf die Erscheinung in der Nähe des Standortes und im Stadtbild durch kräftige Horizontalgliederungen nach Möglichkeit auf den Maßstab der Hauptgliederungen der Dresdner Stadttürme gebracht werden müsse.

Unter Voranstellung des Grundsatzes, den Baugeanken klar zum Ausdruck zu bringen, gelangte Prof. Poelzig nach den mannigfaltigsten Versuchen dazu, die zylindrische Form des Behälters durch Galerien, die für die Dicht- und Instandhaltung erwünscht sind, kräftig horizontal und im Gegensatz hierzu durch die konstruktiv notwendigen Stoßdeckschienen der Behälterblechwandungen fein vertikal zu gliedern. Aus perspektivischen Gründen, insbesondere zur Erreichung eines schlankeren Eindruckes der Behälterform, wurden die Galerien durch Konsole in Kehlenform gestützt und nach oben hin in proportional abnehmenden Abständen sowie mit ebenso sich vermindern den Ausladungen angeordnet. Der Bedienungsgang bildet das abschließende Gesims, dessen wuchtige Wirkung durch die eingebauten, zur Belichtung notwendigen Fenster, den obersten zurückspringenden Aufbau für den Entlüftungsraum und die schmale, Halsgliedartig in Erscheinung tretende obere Galerie unter dem Bedienungsgang aufgehoben und durch die ebenfalls in Kehlenform gehaltenen Stützen mit den Galerien architektonisch in Einklang gebracht wird.

Mit Ausnahme des 5 m hohen, aus Beton gedachten Sockels besteht der hauptsächlichste Baustoff aus Eisen. Der Eindruck der Aufdringlichkeit, namentlich in der Fernwirkung, soll durch einen warmen, graugrünen Farbton und leichte Abtönung der Galerien benommen werden. Abbildung 12 zeigt ein Bild des Gasometers nach dem Modell.

Die mit Rücksicht auf die Wichtigkeit der Bauaufgabe für das Dresdner Stadtbild gehörten maßgebenden Künstler und Architekten Dresdens haben in Bezug auf die städtebauliche Wirkung des geplanten Bauwerkes folgendes Gutachten abgegeben: „Die Anwesenden sind nicht in der Lage, zu beurteilen, ob es unbedingt nötig ist, einen Gasometer in den vorliegenden Abmessungen an dieser Stelle zu erbauen. Ist dies der Fall, so sind die Anwesenden der Meinung, daß die Aufgabe in vortrefflicher Weise gelöst ist. Der Zweck des Bauwerkes kommt trotz allen Schwierigkeiten ohne jede Verhüllung in den Formen zum Ausdruck. Für das Stadtbild wird eine bedeutungsvolle Erscheinung erreicht, ohne daß es von einem wichtigen Punkt aus geschädigt wird.“

Von der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin.

In den Tagen vom 5.—7. Mai wurde die 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin abgehalten. Die Verhandlungen leitete der Vorsitzende Hr. Ing. Alfred Hüser aus Oberkassel und der stellvertr. Vorsitzende Hr. W. Langelotti aus Dresden. Nachdem während des Krieges die sonst aus allen technischen Kreisen mit lebhaftem Interesse verfolgten und stark besuchten Versammlungen notgedrungen auf den engeren Kreis der Mitglieder hatten beschränkt bleiben müssen und nur Fragen behandelten, die für diese von be-

sonderer Wichtigkeit waren, wurde bereits im vorigen Sommer in Nürnberg (vergl. den Bericht in unseren „Mitteilungen“, Jahrg. 1919, S. 125 u. ff.) der Versuch gemacht, die Versammlungen wieder auf breitere Basis zu stellen. Der Erfolg ermutigte, den Rahmen, soweit das heute möglich ist, wieder bis auf die alten Grenzen zu erweitern. Eine fast überreiche Tagesordnung mit einer großen Zahl von Vorträgen, die, vorwiegend der Praxis des Eisenbetons entnommen, allgemeines Interesse für sich beanspruchen dürften, zog denn auch neben Mitgliedern zahlreiche Vertreter staatlicher und städtischer Behörden und aus dem Kreis der

Hochschulen und im freien Beruf stehenden Ingenieure aus allen Teilen Deutschlands, z. T. auch aus Oesterreich heran. Der Verlauf und der Besuch der Versammlung bewies also, daß trotz der schweren Zeit ein Bedürfnis nach Veranstaltungen dieser Art vorliegt.

Die umfangreiche Tagesordnung nötigte zu einer Verteilung der Verhandlungen auf 3 Tage. Am Vormittag des 1. Tages wurden lediglich innere Angelegenheiten des Vereins behandelt, die sich namentlich auch auf eine Aenderung der Satzungen bezogen. Wir müssen es uns versagen, hierauf näher einzugehen. Erwähnt sei nur, daß das langjährige, verdienstvolle Mitglied des Vorstandes Hr. Kommerzien-Rat Toepffer in Stettin zum Ehrenmitglied ernannt wurde.

Am Nachmittag begannen dann die Verhandlungen allgemeiner Art, die durch den Vorsitzenden Hrn. Hüser durch eine kurze Ansprache und Begrüßung der Gäste eröffnet wurden, wobei der Redner es sich versagte, auf die traurigen inneren und äußeren Verhältnisse Deutschlands näher einzugehen, aber hervorhob, daß die deutsche Industrie allen Schwierigkeiten und Widerwärtigkeiten zum Trotz sich nicht niederdrücken lasse und ein verhältnismäßig reges Leben wieder entfalte. Er gedachte dann der Verluste, die der Verein seit der letzten Hauptversammlung durch den Tod erlitten hat. Wir erwähnen unter den Verstorbenen hier besonders den Inhaber der Betonfirma Joh. Odorico in Dresden, Hrn. Ing. O. Wortmann, der am Vereinsleben stets in reger Weise, wenn auch mitunter in oppositionellem Sinn teilgenommen hat, und dem wir manchen wertvollen Beitrag aus den bedeutenderen Ausführungen seiner Firma in der Eisenbeton-Bauweise verdanken.

Der Vereinsdirektor Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Petry erstattete sodann den Jahresbericht des Vorstandes, aus dem wir, soweit er vorher gedruckt vorlag, bereits in No. 5 der „Mitteilungen“ eine Reihe von Punkten hervorgehoben haben, die vom Redner z. T. noch schärfer beleuchtet wurden. Bezüglich der Arbeiten betr. Aufstellung von Vorschriften für den Eisenbeton-Schiffbau“ konnte z. B. erwähnt werden, daß die Verhandlungen mit dem Germanischen Lloyd zwar bisher noch nicht zum Abschluß geführt sind, daß aber die Arbeiten des gemeinsamen Arbeitsausschusses wieder aufgenommen sind und daß bald eine Einigung erhofft werden darf, die für die Weiterentwicklung dieses Zweiges der Betonindustrie in Deutschland von großem Nutzen sein dürfte.

Es wurde ferner mitgeteilt, daß auch der Arbeitsausschuß für die Normung der Zementwaren sowie der Arbeitsgeräte und Bauverfahren für den Betonbau demnächst seine Verhandlungen wieder aufnimmt. Dem „Deutschen Beton-Verein“ ist dabei u. A. die Aufgabe zugefallen, für Leitsätze, die für die Formgebung von Beton-Hohlsteinen aufgestellt werden sollen, zunächst einen Entwurf zu bearbeiten. Das Bedürfnis nach Normung ist hier auch vorhanden, man will in der freien Entwicklung dieser noch jungen Industrie aber nicht vorzeitig eingreifen. Bei der Normung für Fördergefäße, Feldbahngleise müssen zunächst Verhandlungen mit der zuständigen erzeugenden Industrie geführt werden, um nicht unnütze Arbeit zu leisten infolge einseitigen Vorgehens. Bezüglich einer Reihe von Zementwaren-Erzeugnissen wurde schon mitgeteilt, daß die Normungs-Vorschläge im Ausschuß fertig gestellt, nun aber erst der Öffentlichkeit zur Kritik übergeben werden müssen, ehe sie als feststehend anzusehen sind. Die Normung von Kanalisations-Artikeln ist erst im Gange.

Eingehender wird schließlich von dem gleichen Redner noch über die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ berichtet, an dessen Arbeiten der Verein hervorragenden Anteil nimmt, in dessen Arbeitsausschüssen er stark vertreten ist. Erwähnt wurde, daß die Untersuchungen betreffend Schwinden und Quellen des Betons, für die ein umfangreicher Arbeitsplan aufgestellt war, einstweilen unterbrochen werden mußten, da der Wert der Versuche sehr abhängig ist von einem gleichmäßigen Zement, auf den bei den jetzigen Herstellungsschwierigkeiten nicht zu rechnen ist. Jetzt festgestellte Zahlen würden also nur geringen praktischen Wert haben. Die Hauptsache ist, Mittel zur Herabdrückung der Schwindungs-Erscheinungen überhaupt zu finden. Dabei tritt neben der besonderen Behandlung des Betons in der ersten Zeit nach der Herstellung die Frage auf, ob durch Zusätze zum Zement nach dieser Richtung Vorteile zu erzielen sind. Der „Verein deutscher Eisenportland-Zementfabrikanten und Hochofen-Zementfabrikanten“ beabsichtigt Versuche in diesem Sinn durchzuführen. Weitere Versuche sollen zur Frage der Riß- und Rostbildung durchgeführt werden. Heft 31 und 41 der „Mitteilungen“ des

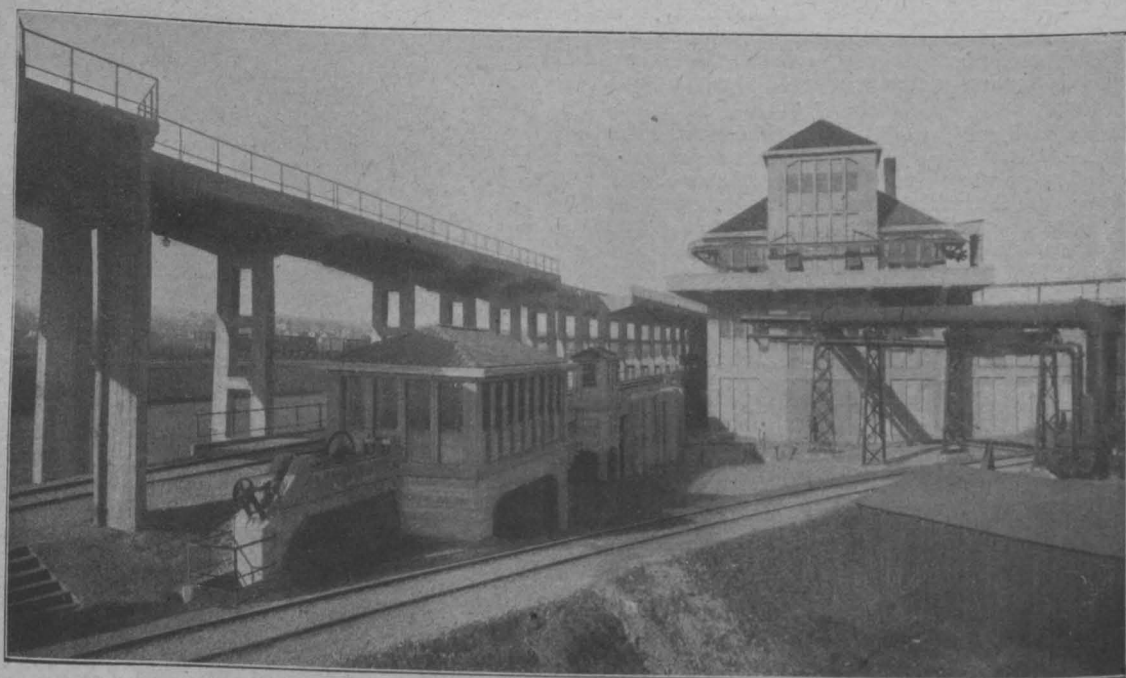
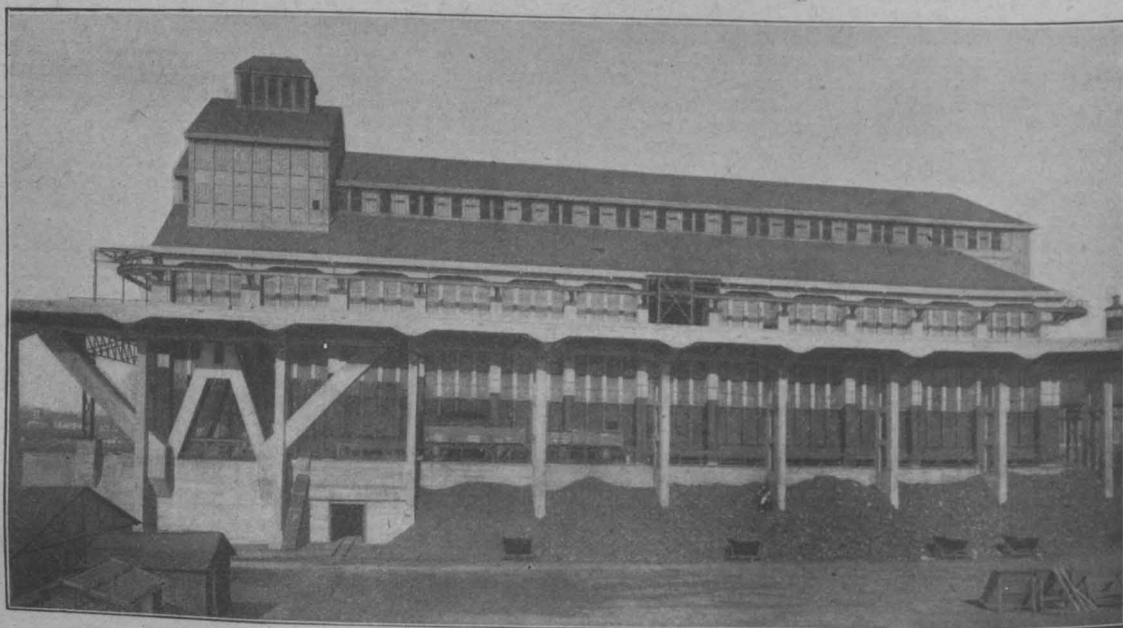
Ausschusses geben über die bezüglichen früheren Versuche des Ausschusses, die in Dresden ausgeführt worden sind, Aufschluß. Es ist jetzt ein umfangreiches neues Programm aufgestellt, um die Frage weiter zu klären. Ebenso ist für den Unterausschuß für Eisenbeton-Schiffbau kürzlich ein umfangreicher Arbeitsplan, der in der Versuchsanstalt Lichterfelde durchgeführt werden soll, genehmigt worden. Es sind namentlich die Eigenschaften des Leichtbetons, mit dessen Hilfe die wichtige Frage einer Gewichtsverringerung der Eisenbetonschiffe gelöst werden muß, näher zu untersuchen. Ferner ist der Frage nachzugehen, wie weit der Portland-Zement, der bekanntlich ein hohes spezif. Gewicht aufweist, durch leichtere Bindemittel ersetzt werden kann. Der Germanische Lloyd verlangt jetzt 430 kg/m³ Zementzusatz. Es werden Parallelversuche mit Portland-, Eisenportland- und Hochofen-Zement, mit Traßzuschlägen usw. durchgeführt. Besondere Dichtungsmittel für den Beton und Schutzanstriche für das Eisen sollen dabei nicht verwendet werden, vielmehr die Mischungen selbst wasserdicht und rostschützend sein. Abgeschlossen sind die 5-jährigen Versuche über das Verhalten des Eisens in Schlackenbeton, wobei auch die 3 Zementsorten zur Anwendung gekommen sind. Veröffentlichung dieser in Lichterfelde ausgeführten Versuche soll erst in den Mitteilungen des Amtes und dann denen des Ausschusses erfolgen. Bezüglich der in Dresden ausgeführten Dauerversuche mit T-Balken, wird berichtet, daß diese demnächst abgeschlossen sein werden. Diesem Prüfungsamt ist auch die Durchführung neuer Versuche mit trägerlosen Pilzdecken überwiesen, um sichere Grundzüge für die statische Berechnung dieser in wirtschaftlicher Beziehung wertvollen Konstruktion zu gewinnen, für die es ein allseitig anerkanntes Berechnungsverfahren bisher noch nicht gibt. In Stuttgart sind die Arbeiten über Zusammenhang zwischen Formänderung und Biegung, deren 1. Teil in Heft 38 des Deutschen Ausschusses veröffentlicht ist, bald auch im 2. Teil zur Veröffentlichung reif. In Darmstadt sind die Versuche über die Einwirkung des elektrischen Stromes auf Eisenbeton demnächst abgeschlossen, ebenso die vergleichenden Druckversuche mit Beton aus der Probeform und im Bauwerk. Die Arbeiten des deutschen Ausschusses, die während des Krieges fast ganz ruhen mußten, werden also jetzt schon wieder in lebhafterer Weise gefördert.

Es folgt nunmehr die lange Reihe der Vorträge, von denen der über „Neuere Ausführungen in Betonwerkstein“ leider ausfallen mußte. Die Ausführungen bezogen sich teilweise auf noch vor dem Krieg fertig gestellte Bauten, boten aber vorwiegend ein Bild von der Mannigfaltigkeit und Bedeutung der während des Krieges, z. T. auch für diesen ausgeführten Bauten, deren Durchführung unter schwierigen Verhältnissen ein glänzendes Zeugnis von der hohen Leistungsfähigkeit der deutschen Beton-Industrie ablegt. Wir geben nachfolgend eine kurze Uebersicht über den Inhalt der Vorträge, wobei wir uns vorbehalten, einige derselben später in ausführlicherer Form unter Beigabe von Abbildungen wieder zu geben.

Die Reihe der Vorträge wurde eingeleitet durch die Schilderung eines durch Größe, Konstruktion und Ausführung besonders ausgezeichneten Wasserturmes, den die Firma Windschild & Langelott, Dresden, für die bayerischen Stickstoffwerke, Reichswerke Piesteritz bei Wittenberg, erstellt hat. Berichterstatter war der Ob.-Ing. Naumann genannter Firma. Der Wasserturm besitzt zwei Behälter, für den Betrieb mit 2000, für Trinkwasser mit 200 m³ Inhalt, die übereinander auf einem 36 m hohen Unterbau im aufgelösten Eisenbeton-Traggerüst aufgestellt sind. Es handelt sich dabei um einen reinen Nutzbau, der aber unter der baukünstlerischen Leitung der Arch. Lossow & Kühne in Dresden doch eine auch ästhetisch befriedigende Gesamterscheinung erhalten hat und dem dadurch noch ein eigenartiges Gepräge zu Teil wurde, daß der 8 m hohe, runde obere Behälter von 18 m Durchmesser eine Umhüllung mit Drahtglasplatten erhalten hat. Die Untergrundverhältnisse waren nicht besonders günstig, der Turmbau ist daher in größerer Tiefe unter Erdboden auf eine Eisenbetonplatte gegründet, die bei ruhender Last nur 1,66, bei Hinzutritt von Winddruck höchstens 2,2 kg/cm² Druck auf den Untergrund abgibt. Trotz der großen Gesamtmaße war daher nur eine Setzung von 17 mm nach Füllung beider Behälter zu verzeichnen. Der Unterbau ist in 2 Ringe von Eisenbetonstützen aufgelöst, die 120/70 bzw. 150/90 cm Querschnitts-Abmessungen erhalten haben und unter den Behältern wagrechte Tragplatten tragen. Der äußere Ring ist offen geblieben, der innere der besseren Wirkung wegen in geschlossener Wandung ausgemauert. Das große Becken, das mit nur einfacher Eisenbetondecke abgeschlossen ist, mußte ganz besonders sorgfältig statisch untersucht und ausgebildet werden, um Risse zu vermeiden. Namentlich war bei

der bedeutenden Wassertiefe und dementsprechend hohem Druck der Frage sorgfältig nachzugehen, wieweit sich die Wirkung der Einspannung der Wand im Boden fortsetzt. Die Wandstärke beträgt unten am Boden nur 30, oben am Rand 20 cm. Das Verhältnis der Eisenmengen zum Querschnitt ist 1,65 %. Die Eisen sind nur mit 800 kg/cm^2 auf Zug beansprucht, die Zugspannung im Beton überschreitet 14 kg/cm^2 nicht. Der Beton hat sich als durchaus wasserdicht erwiesen, trotzdem er nur einen Innenputz, aber keinen Dichtungsanstrich erhalten hat. Auch für den Beton können dichtende Zusätze beigegeben werden. Die Ummantelung mit Drahtglas ist in nur 12 cm Abstand von der Beckenwandung angeordnet und aus einzelnen Platten zusammen gesetzt.

gengestellt in Eisenbeton auszuführen, an sich nicht neu sei. Schon vor dem Krieg seien solche Wagen in Italien versuchsweise gebaut worden. Bei uns und in Oesterreich ist es der Mangel an Eisen und Stahl gewesen, der im Krieg zu solchen Versuchen geführt hat. Gleichzeitig hat man aber auch in Amerika, also in dem Lande, das unter diesem Mangel doch am wenigstens litt, solche Wagen hergestellt. Es sind also auch andere Gründe, die zu einer Verwendung des Eisenbetons auf diesem Gebiet führen. Diese sind neben hoher Tragfähigkeit, Feuersicherheit, leichter Formgebung vor allem in der hohen Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe aller Art, denen Eisenbahnwagen ausgesetzt sind und die bei eisernen Wagen einen außerordentlichen Grad von



Abbildungen 7 und 8. Aufnahmen des Ofenhauses und der Hängebahn.

Erweiterung des Gaswerkes Dresden-Reick. Arch.: Stadtbaurat Prof. Hans Poelzig, Mitarbeiter: Stadtbauamtmann Rich. Louis.

Eine drehbare Eisenleiter, die an einem Ausleger derart aufgehängt ist, daß sie die ganze Außenfläche der Ummantelung bestreicht, gestattet eine dauernde Kontrolle und nach Herausnehmen einzelner Platten den Zugang zur Beckenwandung selbst. Die Bauunternehmung hatte gegen diese Ummantelung zunächst Bedenken, da sie eine zu starke Erwärmung des Wassers befürchtete. Infolge des starken Verbrauches ist aber der Wasserwechsel im Becken ein so großer, daß dieser Uebelstand tatsächlich nicht eingetreten ist. Die Gesamtkosten des Turmes haben 465 000 M. erreicht.

Am gleichen Tag sprach dann noch Hr. Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel aus Darmstadt über den „Bau von Eisenbahnwagen in Eisenbeton“. Redner führte aus, daß der Gedanke, Eisenbahnwagen, d. h. Kasten und Wa-

Reparatur-Bedürftigkeit bedingen. Namentlich ist der Eisenwagen starken Rostangriffen unterworfen und die heftigen Stöße und Erschütterungen, denen die Konstruktion bei der Fahrt und namentlich auch beim Rangieren ausgesetzt ist, können zu einer starken Veränderung der Struktur und des spezif. Gewichtes führen. Diesen Angriffen gegenüber zeigt sich der Eisenbetonwagen wesentlich widerstandsfähiger.

Schwierig war die Frage der Dimensionierung. Eine richtige Berechnungsmethode der Eisenbahnwagen hinsichtlich der dynamischen Angriffe ist bisher noch nicht aufgestellt, man hat im Wesentlichen auf Grund von Erfahrungen gearbeitet. Redner hat dagegen versucht, für die Waggonfabrik Fuchs, A.-G. in Heidelberg auch ein Berechnungsverfahren durchzubilden, das die verschiedenen Belastungs-

Möglichkeiten und vor allem auch die dynamische Wirkung der Stöße berücksichtigt, wobei die Wagen einerseits im normalen Zustand, d. h. bei guter Wirkung beider Puffer, das andere Mal bei Ausschaltung eines etwas beschädigten Puffers untersucht wurden. Letzterer Belastungsfall bringt sehr ungünstige Beanspruchungen. Es sind außerdem Stoßversuche durchgeführt worden mit einem mit starkem Prellbock verbundenen Teil des Untergerüstes eines Eisenbetonwagens, die namentlich über die hohe Knicksicherheit des Rahmens Aufschluß gaben. Auf Grund dieser Versuche ist dann zunächst ein Eisenbetonwagen für die Portlandzementwerke Heidelberg gebaut worden, der noch Mängel zeigte und auch noch zu schwerfällig erschien. Der dritte Versuchswagen war dagegen bereits so durchgebildet, daß er in seiner äußeren Erscheinung keineswegs mehr hinter eisernen Wagen zurückstand, dagegen alle vorher erwähnten Vorzüge diesen gegenüber zeigte. Ein Nachteil der Eisenbetonwagen ist natürlich das hohe Gewicht. Ein üblicher Eisenbeton-Güterwagen wiegt in Eisenbeton etwa 35 % mehr. Bei voller Beladung ist das Mehrgewicht noch 10 %. Bei Anwendung von Leichtbeton lassen sich diese Verhältniszahlen auf 22 und 7 % herabdrücken. Werden, wie das ja auch aus anderen Rücksichten gefordert wird, Wagen höherer Ladefähigkeit gebaut, so verringert sich dieser Unterschied noch entsprechend, der Nachteil des höheren Gewichtes der Eisenbetonwagen tritt dann immer mehr zurück. Was im übrigen die Kosten betrifft, so darf noch hervorgehoben werden, daß der Eisenbeton-Wagen etwa 47 % Gewicht an Eisen weniger erfordert als der Eisenwagen und zwar ausschließlich Rundeisen anstelle des teureren Profileisens. Werden die Wagen gleich serienweise hergestellt, was sich im Eisenbetonbau empfiehlt, so tritt die Wirtschaftlichkeit noch mehr in den Vordergrund. Redner glaubt nach alledem, für den Bau von Eisenbeton-Eisenbahwagen eine günstige Entwicklung voraussetzen zu dürfen.

Am 2. Tag hielt Hr. Prof. Dr.-Ing. Probst von der Techn. Hochschule zu Karlsruhe einen interessanten Vortrag über „Neue Methoden bei der Untersuchung von Beton und Eisenbeton“. Die Mitteilungen stützten sich auf Arbeiten der neu errichteten bautechnischen Versuchsanstalt zu Karlsruhe und waren begleitet von Lichtbildern und kinematographischen Vorführungen, die den Bauprozess eines Eisenbetonbaues zur teilweisen Darstellung brachten. Redner ging davon aus, daß unsere im Argen liegenden wirtschaftlichen Verhältnisse und vor allem unsere Kohlenwirtschaft zu größter Sparsamkeit bei der Verwendung der Baustoffe zwingen. Mit einer Verfeinerung der Rechnungsmethoden ist seines Erachtens beim Betonbau nichts mehr zu erreichen, in der Hauptsache muß Sparsamkeit an Bindemitteln, vor allem den bei ihrer Herstellung Kohle fressenden beachtet werden. Dabei darf die Güte, die Druck- und Zugfestigkeit, die Elastizität und Wasserdichtigkeit aber nicht leiden; es sind durch entsprechende Auswahl, Körnung und Mischung der Zuschlagstoffe auch bei sparsamem Verbrauch von Bindemitteln gute Betone zu erzeugen.

Unsere bisherigen Untersuchungsmethoden stellen nun hauptsächlich die Festigkeitseigenschaften fest, über das Gefüge des Betons, über die Lage der Eisen im Baukörper, über den Rostschutz der Eisen geben sie aber keinen unmittelbaren Aufschluß. Dazu sind besondere Prüfungsverfahren weiter auszubilden, mit denen man schon einige Versuche gemacht hat. Solche sind: das Röntgen-Verfahren, die Mikroskopie und Mikrophotographie, das kinematographische Verfahren. Letzteres eignet sich allerdings bisher vorwiegend für Unterrichtszwecke, man kann den Studierenden die ganze Entstehung eines Eisenbetonbaues in übersichtlicher Weise vorführen, während man auf der Baustelle doch immer nur einzelne Phasen zeigen kann. Außerdem lassen sich aber auch gewisse Bauvorgänge, die für die spätere Festigkeit des Bauwerkes wichtig sind, festhalten, wie z. B. die Plastizität des Mörtels und Betons im Stadium des Einbringens usw. Das Verfahren läßt sich nach dieser Richtung wohl noch weiter ausbauen.

Das Röntgen-Verfahren ist zuerst von

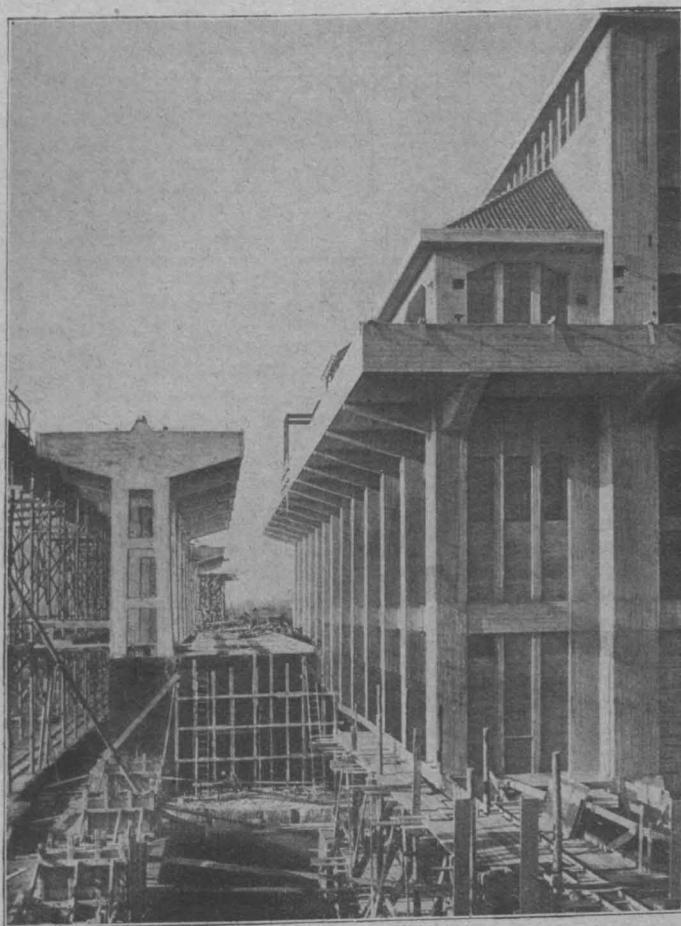


Abbildung 10. Elektro-Hängebahn im Bau.



Abbildung 11. Teilaufnahme des Ofenhauses.
Erweiterung des Gaswerkes Dresden-Reick.

Architekt: Stadtbdt. Prof. H. Poelzig, Mitarbeiter: Stadtbauamtmann
Rich. Louis.

Ingenieur Stettler der schweizerischen Bundesbahnen versuchsweise angewendet worden. Er hat Röntgen-Aufnahmen von dünnen Betonplatten gemacht und hat festgestellt, daß deren Durchlässigkeit für die Durchleuchtung mit wachsendem Zementgehalt abnimmt. Es ist also eine gewisse Kontrolle des Bindemittelgehaltes damit möglich. Es läßt sich ferner die Lage der eingebetteten Eisen genau feststellen und es waren bei Eisen, die in verschiedenen Stadien der Anrostung eingebettet wurden, diese auch im Röntgenbild genau zu unterscheiden. Also auch in dieser Hinsicht bietet die Methode Vorteile. Siemens & Halske haben das Verfahren schon etwas weiter ausgebildet. Sie haben bereits Betonschiffe bis 20 cm Stärke durchleuchtet, haben die erforderliche Belichtungszeit festgestellt usw.

Das mikroskopische Verfahren bzw. das der Mikrophotographie hat der amerikanische Ingenieur Nathan Johnson zuerst angewendet, um die Dichte des Betons und seine innere Struktur festzustellen und bei fehlerhaftem Beton den Gründen seines Versagens nachzugehen. Er hat damit in einer Reihe von Fällen gute Erfolge gehabt. Redner führt eine Reihe von Aufnahmen Johnsons vor, die Veröffentlichungen desselben in den amerikanischen Fachzeitschriften „Engineering News“ und „Engineering Record“ entnommen sind. Johnson hatte für diesen Zweck einen besonderen Apparat ausgebildet, dessen Gesichtsfeld für Betonuntersuchungen aber zu klein ist. Der Apparat hat in Karlsruhe eine Verbesserung erfahren und leistet dort nun gute Dienste. Hohlräume im Beton, der Grad der Verkitung usw., lassen sich auf diese Weise, wie vorgeführte Aufnahmen bewiesen, im Bilde festhalten und geben namentlich für die Frage der Undurchlässigkeit des Betons gute Aufschlüsse.

Die 3 Methoden stellen jedenfalls wertvolle Hilfsmittel dar, die unsere bisherigen Untersuchungsmethoden zu ergänzen berufen scheinen.

Ein rein theoretischer Vortrag des Ob.-Ing. der Firma Karl Brandt in Düsseldorf, Dipl.-Ing. Schleusner, behandelte „Fortschritte in der Lösung des Torsionsproblems in den letzten Jahren“. Redner gab eine interessante kurze Uebersicht über die verschiedenen Versuche, dieses schwierigen Problem bei zusammengesetzten Querschnitten auf analytischem Wege zu lösen. Er ging von der Näherungsformel von St. Venant aus, die für Trägerquerschnitte aber nicht brauchbar ist, verwies auf die Arbeiten von Kötter, Föppl, Prandl und anderen und führte eigene Entwicklungen an, die für bestimmte Sonderfälle eine genauere Ermittlung der Torsionsspannungen ermöglichen. Die Mitteilungen, die durch das gesprochene Wort einem größeren Kreis überhaupt nur schwer verständlich zu machen sind, entziehen sich der Wiedergabe im Einzelnen. Redner wird sie später noch veröffentlichen.

Alle übrigen Vorträge waren praktischen Ausführungen im Eisenbeton- und Betonbau gewidmet. Glänzende Leistungen der deutschen Betonindustrie im Krieg führte der Vortrag von Reg.-Bmstr. Tecklenburg in Gera-Reuß in einem von zahlreichen schönen Lichtbildern begleiteten Vortrag vor, der „Eisenbahn-Kriegsbauten im Westen“ behandelte und neben der Wiederherstellung einer Reihe zerstörter Brücken über die Maas usw. sich namentlich mit dem Bau von strategischen Bahnen beschäftigte, die während des Krieges auf deutsch-belgischem Gebiet ausgeführt worden sind. Es handelt sich um etwa 100 km Neubaustrecken, die z. T. im schwierigen Gelände und in landschaftlich reizvoller Gegend auszuführen waren und daher der deutschen Betonindustrie bedeutende Aufgaben bei Herstellung einer größeren Zahl von z. T. reinen Betonbrücken bzw. Viadukten stellten. An diesen Bauwerken; in denen insgesamt 535 000 m³ Beton eingebaut worden sind, nahmen eine Reihe unserer bedeutenden Betonfirmen teil. Besonderes Interesse bot die Vorführung der Strecke Aachen-Tongres. Ein sehr bedeutendes Bauwerk ist der Geulthal-Viadukt, dessen eiserne Ueberbauten von der Augsburger-Nürnberger Maschinen-Fabrik, dessen Betonpfeiler und Widerlager von Dyckerhoff & Widmann ausgeführt worden sind. Schienenoberkante liegt hier 54 m über Talsohle und die schlanken Pfeiler erheben sich bis 45 m Höhe. Bei anderen Viadukten handelt es sich um massiv gewölbte Brücken. Diese Bauten sind aber nicht nur in technischer Beziehung vortrefflich gelöst, sondern man hat bei ihnen auch die größte Rücksicht auf Landschaft, Ortsbilder usw. genommen, sodaß sich die deutsche Technik mit diesen Ausführungen jedenfalls ein ehrenvolles Denkmal gesetzt hat. Als Grundlage der Uebertragung der Arbeiten an die Unternehmer dient in allen Fällen der sogen. Kolonialvertrag, den Redner für Arbeiten ähnlicher Art als die einzig richtige und mögliche Form der Vergebung betrachtet. Er setzt allerdings ein gegenseitiges Vertrauensver-

hältnis zwischen Auftraggeber und Unternehmer voraus, bewährt sich dann aber auch vortrefflich.

Auf den Vortrag von Dr.-Ing. Paul Müller, Ob.-Ing. der Firma Heinr. Butzer in Dortmund über „Der Eisenbeton bei einigen Bauten größten Umfanges, ausgeführt in den Jahren 1917—19“ von vorgenannter Firma, dem wir nicht beiwohnen konnten, kommen wir später zurück. Er beschloß den 2. Versammlungstag.

Den 3. und letzten Tag leitete ein Doppelvortrag der Hrn. Dipl.-Ing. Luft, Vorstandsmitglied der Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Biebrich a. Rh. und Dipl.-Ing. Rütth, Priv.-Doz. an der Technischen Hochschule in Darmstadt und beratender Ingenieur genannter Firma ein über das Thema „Eisenbeton-Schwimmkörper und ihre Verwendung bei Hafenbauten, Luftdruckgründungen von Strompfeilern und im Schiffbau“. Der erste Teil betraf die praktische Anwendung und Ausführung bei Gründungsbauten, der letztere namentlich die durchzuführenden Versuche, mit denen besonders die Eigenschaften des Leichtbetons festgestellt werden sollen, der im Eisenbeton-Schiffbau namentlich berufen erscheint, eine wichtige Rolle zu spielen. Daran schlossen sich Ausführungen über die bisherigen Leistungen der Firma auf dem Gebiet des Eisenbeton-Schiffbaues. Wir müssen uns darauf beschränken, aus den eingehenden und lehrreichen Vorträgen hier einige wichtige Punkte herauszugreifen.

Hr. Luft gab zunächst einige allgemeine Ausführungen über die Anwendung von Eisenbeton-Schwimmkörpern und ihre Berechnung in den verschiedenen Stadien ihrer Ausführung und Verwendung und führte dann als erstes größeres Beispiel aus dem Anwendungsgebiet dieser Bauweise durch die Firma die Gründung der Kaimauern im Hafen von Fiume vor. Der Unterbau derselben wird aus Eisenbeton-Senkkörpern gebildet, die auf Hellingen hergestellt, schwimmend an Ort und Stelle gebracht und dort auf die vorbereitete Fundamentsohle abgesenkt wurden. Es handelt sich um Schwimmkasten mit geschlossenem Boden von 6·12,9 m Grundfläche und 3,75 m Höhe. Für die Adria war diese Ausführung etwas Neues, da dort der Betonblockbau auf Steinschüttung den Hafenbau beherrscht. Da die Steinschüttung erst längere Zeit ablagern muß, ist die Ausführung in dieser Art eine langwierige und kann durch die Anwendung von Eisenbeton-Senkkasten wesentlich abgekürzt werden. Bei den weiteren Ausführungen handelt es sich um den Bau der 2. Elbbrücke zum Freihafengebiet in Hamburg und um den Ersatz der Rheinbrücke bei Duisburg-Hochfeld. In beiden Fällen sind die Strompfeiler der Brücke mit Eisenbeton-Senkkasten hergestellt worden, die von der Ausführungsstelle schwimmend zur Verwendungsstelle gebracht, dort mit Beton beschwert bis zur Sohle abgesenkt und dann mittels Luftdruckes bis zur richtigen Tiefe nieder gebracht worden sind. Bei der Hamburger Elbbrücke waren die neuen Pfeiler dicht neben dem alten Bauwerk abzusensen, man wählte daher dieses Verfahren, um die bestehende Brücke vor Beschädigung zu schützen. Die Kasten haben 12,8·32 m Grundfläche; sie wurden in etwa 3 km Entfernung in vorhandenem Dock bzw. auf Helling hergestellt, zu Wasser gelassen und mit Schleppern zur Baustelle gebracht. Das Gewicht eines Kaissons betrug dabei 1800 t bei 5,18 m Tauchtiefe. Die Pfeiler sind fertig gestellt, der eiserne Ueberbau der zweigeschossigen Brücke ist aber nach dem Umsturz in Deutschland liegen geblieben.

Bei der erwähnten Rheinbrücke werden 4 Oeffnungen der alten Brücke durch 3 neue ersetzt. An der Baustelle selbst war keine Gelegenheit zur Herstellung der Kaissons, die daher auf der Eisenbeton-Schiffwerft der Firma Dyckerhoff & Widmann in Neuß ausgeführt und auf dem Erftkanal zum Rhein und dann auf diesem zur Verwendungsstelle geschleppt wurden. Die Kaissons, die zum Teil aus Leichtbeton hergestellt waren, mußten auf 35 km Entfernung herangeschleppt werden, kamen jedoch ohne jeden Unfall zur Verwendungsstelle, trotzdem sie z. T. bereits nach 14 Tagen Erhärtung verwendet wurden.

Nach diesen guten Erfahrungen auch mit Ausführung in Leichtbeton hat die Firma für die Ausführung von Eisenbeton-Schiffbauten auf ihrer Werft in Neuß umfangreiche Versuche eingeleitet, über die Hr. Rütth sich eingehend verbreitete. Es sind solche mit Zement und Traß als Bindemittel in verschiedenen Mischungen mit verschiedenen Zuschlägen durchgeführt und zwar Festigkeits-, Elastizitäts- und Stoßversuche, ferner Prüfungen auf Wasserdichtigkeit usw. Die Ergebnisse sind nach jeder Richtung befriedigend gewesen. Redner ging dann auf die Anwendung im Eisenbeton-Schiffbau ein und schilderte die augenblickliche Lage und Entwicklung. Die Meldungen aus England, die von einem Versagen und einer Einstellung des Eisenbeton-Schiffbaues dort sprechen, hält Redner für tendenziös. Auf der Versuchswerft in Neuß hat die Firma zunächst einen

Eisenbeton-Prahm gebaut, der jetzt schon seit längerer Zeit auf dem Rhein läuft. Dann einen 500 t-Kahn und ist jetzt dabei, an 750 t-Kähne heranzugehen. Auch in Argentinien hat die Firma bereits ein größeres Eisenbetonschiff gebaut mit als Fachwerk gebildeten Querspannen. Die sämtlichen Fahrzeuge haben sich bisher im Verkehr bewährt und die Firma geht jetzt daran, die Versuchswerft in Neuß auszubauen, den Helling zu erweitern und zu überdecken. Sie rechnet bestimmt mit einem guten Erfolg des Eisenbeton-

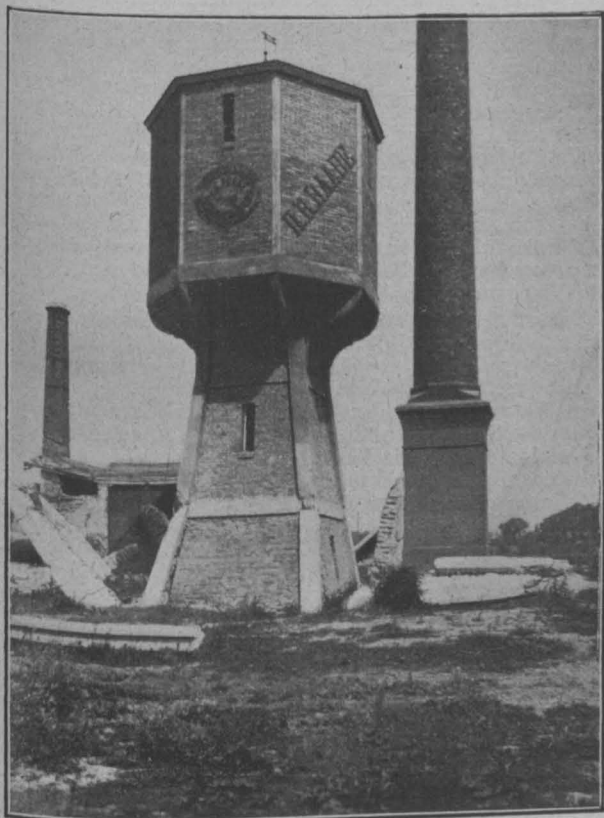
Schiffbaues in Deutschland. Redner empfiehlt jedoch, nicht mit dem Bau von Eisenbetonschiffen an die Grenzabmessungen der größten Kanalschiffe herangehen zu wollen, da dann das hohe Eigengewicht zu sehr zur Geltung kommt. In Bezug auf den Schleppwiderstand stehe dagegen das Eisenbetonschiff dem Eisenschiff nicht nach. Um gute Erfolge im Eisenbeton-Schiffbau zu erzielen, sei es aber vor allem nötig, daß Praxis, Theorie und Versuchswesen Hand in Hand gingen. — (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Der gesprengte Wasserturm in Biala. Zu den fesselnden Ausführungen, die Prof. Dr.-Ing. Birkenstock-Berlin in No. 20 der „Mitteilungen“, Jahrg. 1919, über das Verhalten der Eisenbetonbauten im Kriege an der Westfront gemacht hat, sei nachstehend ein eigenartiges Beispiel aus dem

Sie hatten sich in der Festigkeit des Eisenbetons, den das Sprengkommando wahrscheinlich gar nicht kannte, getäuscht und auch ihre Maßnahmen zur Zerstörung falsch gewählt.

Denn statt daß der Wasserturm in die Luft flog, zusammenstürzte oder sich wenigstens umlegte, wie er dies sicher bei ungleichzeitigem Entzünden oder bei Beschrän-



Abbildungen 2 und 3. Ansichten des zusammen gesunkenen Wasserturmes nach der Sprengung.

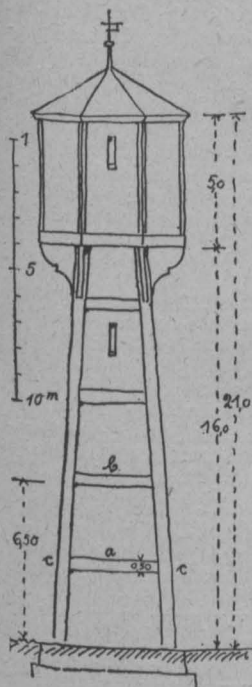


Abbildung 1.
Konstruktionsskizze.

Osten in Wort und Bild beige-steuert.

In Biala, einer aufstrebenden polnischen Stadt an der Eisenbahnstrecke Warschau—Brest-Litowsk, 40 km vor letzterer Festung, lag in der Nähe des Bahnhofes die bedeutende Schuhleistenfabrik von H. R. Raabe. I. J. 1913 hatte der Besitzer, ein Deutscher, dort einen Wasserturm von 21 m Höhe nach Abbild. 1 in Eisenbeton-Fachwerk mit ausgemauerten Füllungen ausführen lassen.

Als im August 1915 die Russen bei ihrem Rückzug vor der siegreichen 10. Armee Biala räumen mußten, brannten sie mit den übrigen am Bahnhof belegenen industriellen Werken auch diese Fabrik schonungslos nieder und wollten zu ihrer völligen Unbrauchbarmachung auch den Wasserturm sprengen.

Zu diesem Zweck steckten sie Sprengpatronen in die 4 Knotenpunkte, die sich bei c an der Verbindung der schragstehenden Fachwerkstiele mit dem ersten wagrechten Fachwerkriegel a ergeben, und entzündeten diese gleichzeitig.

Die Folge der gleichzeitigen Entzündung der Patronen war aber nicht die von den Russen erwartete.

kung des Wegsprengens auf zwei Stützen getan hätte, wurden nur die 4 Stiele bis zum zweiten Riegel b weggesprengt, das Mauerwerk der beiden unteren Felder mit dem ersten Riegel a flog heraus, der Turm aber wurde erst etwas emporgeschleudert und fiel dann fast gelotrecht auf die Fundamente zurück, wo er, um 6,5 m gekürzt, von dem zweiten Riegel b zusammengehalten, aufrecht stehen blieb. Daß dabei natürlich die Druck- und Fallrohrleitungen im Inneren zerbrachen und auch die Knotenpunkte in der Höhe des dritten Riegels durch das Aufstauen stark erschüttert wurden, nimmt bei der Gewalt der Sprengung und der Höhe des Sturzes nicht Wunder. Die Standfestigkeit des Ganzen hatte aber dabei so wenig gelitten, daß der Wasserturm nach geringer Untermauerung des dritten Feldes wieder ohne Mühe als Wasserbehälter hergerichtet werden konnte, als der Verfasser i. J. 1918 in den Ruinen der Schuhleistenfabrik ein Kraftstrohwerk nach dem Colsmann'schen Verfahren und ein Elektrizitätswerk einbaute. Für diese Anlagen hat der Wasserturm seinen Zweck noch monatelang erfüllt und ist heute noch benutzbar.

Die beige-fügten Aufnahmen (Abbildung 2 und 3) zeigen die teils geknickten, teils abgesprengten, ehemals 6,5 m hohen unteren Teile der Stiele und die fortgeflogenen Riegel a. Oberhalb des dritten Riegels wies das Mauerwerk und der Eisenbeton auch nicht den geringsten Riß auf, ein Zeichen dafür, daß sich auch bei dieser außergewöhnlichen Beanspruchung der Eisenbeton glänzend bewährt hatte. Dem Vernehmen nach war die Ausführung durch einen deutschen Unternehmer erfolgt; näheres über diesen ließ sich leider nicht ermitteln. —

Baurat Kullrich, Stadtbaurat in Dortmund.

Literatur.

Das preuß. staatl. Materialprüfungsamt, seine Entstehung und Entwicklung. In dem vor einiger Zeit erschienenen 3. und 4. Heft 1919 der „Mitteilungen“ dieses Amtes ist unter obiger Bezeichnung ein Bericht abgedruckt, der seitens des Direktors, des Geh. Reg.-Rats Prof. Dr.-Ing. Rudeloff, an das Ministerium für Wissenschaft, Kunst und Volksbildung erstattet worden ist, um darzulegen, wie weit sich das Amt bisher bereits durch Forschungsarbeiten betätigt hat und welche Maßnahmen erforderlich sind, um den Wirkungskreis des Amtes nach dieser Richtung hin weiter auszubauen. Es wird in diesem Bericht zunächst ein kurzer geschichtlicher Ueberblick gegeben, wobei Bezug genommen werden konnte auf die zur Eröffnung des neuen Amtes herausgegebene Denkschrift, die dessen gesamte Entwicklung bis 1903 umfaßt. In diesem Amt sind seit 1904 vereinigt: die mechanisch-technische Versuchsanstalt, die Prüfungsstation für Baumaterialien und die chemisch-technische Versuchsanstalt. Das Amt setzt sich aus 6 Abteilungen für Metall-, Baumaterialien- und Papier-Prüfung, für Metallographie, Chemie und Oelprüfung zusammen. Ein zweiter Abschnitt behandelt die Entwicklung der einzelnen Abteilungen bis 1903. Hier seien nur die unserem Arbeitsgebiet näher stehenden erwähnt. Die Abteilung für Metallprüfung hatte anfänglich fast ausschließlich mit einfachen Festigkeits-Versuchen zu tun. Nachdem diese Prüfungen aber immer mehr von der Industrie selbst ausgeübt wurden, verschob sich die Tätigkeit und wurde vielseitiger, damit aber auch schwieriger. Die Prüfung von Konstruktions- und Maschinenteilen, von Maschinen und Instrumenten trat immer mehr in den Vordergrund. Die Aufgaben der Abteilung für Baumaterial-Prüfungen sind seit 1895 auf breitere wissenschaftliche Basis gestellt worden, wobei die beschränkten baulichen Verhältnisse sehr hinderlich waren. Die Abteilung für Metallographie beschränkte ihre Tätigkeit ursprünglich auf die mikroskopische Untersuchung der Metalle, dann wurden auch physikalische Untersuchungs-Methoden herangezogen und die Metallographie wurde bald zu einem wichtigen Zweig der wissenschaftlichen Materialprüfung in hervorragender Weise ausgestaltet.

Zu den Aufgaben des Amtes gehört es, die Verfahren, Maschinen, Instrumente und Apparate für die Materialprüfungs-Methoden der Technik im öffentlichen Interesse auszubilden und zu vervollkommen; ferner Materialien und Konstruktionsteile zu prüfen; auf Verlangen der Parteien als Schiedsrichter in Streitfragen über die Prüfung und Beschaffenheit von Materialien und Konstruktionsteilen der Technik zu entscheiden. Diese Aufgaben werden nach doppelter Richtung, einmal durch Erledigung von Prüfungsanträgen gegen Gebühr, das andere Mal durch Forschungsarbeiten im öffentlichen und wissenschaftlichen Interesse einschl. Ausbildung und Vervollkommnung der Prüfungsverfahren erfüllt. Die amtlichen Prüfungsversuche sind nach Zweck, Art und Umfang außerordentlich wechselnd. Die Anträge lassen bis zu gewissem Grade einen Rückschluß auf den Beschäftigungsgrad der Industrie zu. Sehr mannigfaltig sind auch die Forschungsarbeiten, mit denen im Gegensatz zu „wissenschaftlichen“ Arbeiten (die übrigens auch in einer solchen Durchführung praktischer Versuche liegen können, mit der eine Bereicherung unseres allgemeinen technischen Wissens verbunden ist), die Klärung einer technischen Frage herbeiführen sollen, die wohl an eine bestimmte Materialart gebunden sind, nicht aber an im Einzelnen gegebene bestimmte Proben. Solche Forschungsarbeiten können aber auch sehr wohl mit bestimmten Prüfungsanträgen verbunden sein. Fragen dieser Art sind oft im Einvernehmen mit den zuständigen technisch-wissenschaftlichen Verbänden bearbeitet worden. Ein umfangreiches Verzeichnis stellt die wichtigsten Forschungsarbeiten des Amtes von 1903–14 dar. Zu erwähnen sind aus den Arbeiten der Abt. für Metallprüfung die Untersuchung der Festigkeitseigenschaften gewisser Nietverbindungen, sowie der Knickfestigkeit von Druckstäben; Ausbildung einheitlicher Methoden für Holzprüfung; Prüfung von Eisenbetonsäulen und der Längenänderung des Betons beim Erhärten und infolge von Wärme-Einflüssen. Aus der Abt. für Baumaterialprüfungen sind namentlich die Untersuchungen, die sich auf das Verhalten der Bindemittel sowie von Mörtel und Beton beziehen hervorzuheben, sowie diejenigen für die Gewinnung einheitlicher Vorschriften für Baustoffe verschiedener Art.

Seit 1914 ist auch die Tätigkeit des Amtes durch den Krieg stark in Mitleidenschaft gezogen worden. Die neuen Prüfungsaufträge erstreckten sich vorwiegend auf Material für Heeresbedarf und für die Landesverteidigung. Private Aufträge blieben immer mehr aus. Trotz verringerten Personales wurden aber doch noch mancherlei Forschungsarbeiten geleistet. Besonders wurde die Abteilung für Bau-

materialprüfung in ihrem Arbeitsgebiet durch das Darniederliegen der Bautätigkeit stark in Mitleidenschaft gezogen. Aber auch hier sind Untersuchungen allgemeiner Art fortgeführt und zum Teil abgeschlossen worden.

Geruht haben natürlich die internationalen Verhandlungen für die Vereinheitlichung der Prüfungsverfahren, aber die eingeleiteten Forschungen sind in deutschen Ausschüssen, an denen das Amt beteiligt ist, doch zum Teil fortgesetzt und gefördert worden.

Bezüglich des weiteren Ausbaues der Forschertätigkeit bemerkt der Verfasser, daß nach der Meinung namhafter Vertreter der deutschen Industrie, diese um des erfolgreichen Wettbewerbes mit dem Ausland willen, die technisch-wissenschaftlichen Institute in erhöhtem Maße in Anspruch nehmen müssen, um die Materialien bis auf das Höchste ausnützen zu können. —

Wir wünschen dem Amt, daß die deutsche Industrie in dieser Weise tatkräftig die Arbeiten des Amtes unterstützt, denn wir glauben annehmen zu dürfen, daß die Denkschrift entstanden ist aus der Notlage, in der sich z. Zt. alle unsere technisch-wirtschaftlichen Institute bei den ins Maßlose gesteigerten Material- und Arbeitslöhnen befinden. Die Mittel, die früher für die Aufrechterhaltung des Betriebes ausreichten, sind infolgedessen gänzlich unzulänglich. Bisher hat die Regierung aber wenig Neigung gezeigt, die Beträge zeitgemäß aufzubessern. Es ist daher, wenn nach dieser Richtung nicht Wandel eintritt, zu befürchten, daß unsere Technik und Industrie sich nicht auf ihrer bisher unbestrittenen Höhe erhalten kann, wenn die technisch-wissenschaftlichen Forschungsinstitute nicht mehr in der Lage sind, ihre Aufgaben ganz zu erfüllen. —

Protokoll der Verhandlungen des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten vom 12. und 13. Juli 1919. Das Protokoll der vorjährigen Generalversammlung ist kürzlich im Zement-Verlag, Charlottenburg, erschienen und enthält auf 328 S. Text eine Fülle interessanten Stoffes. Außer den Mitteilungen über geschäftliche Angelegenheiten des Vereins enthält die Veröffentlichung Berichte über die verschiedenen Ausschüsse des Vereins und ihre wissenschaftliche Arbeit; über die Tätigkeit des Vereinslaboratoriums in Karlsruh, die in einer regelmäßigen Prüfung der Vereinszemente auf ihre Güte, in der Erledigung von Untersuchungs-Anträgen und der Mitarbeit bei der Zementforschung und Zementindustrie betreffenden wissenschaftlichen Aufgaben besteht; über die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“; über verschiedene, vom Verein in Angriff genommene wissenschaftliche Arbeiten und schließlich über die bei der Versammlung gehaltenen Vorträge. Von diesen betreffen die Vorträge von Dr. Endell, Berlin-Steglitz, „Uebertonerreiche Zemente“, sowie von Dr. Killich, Rüdersdorf, „Ueber neue Versuche betreffend Abbinde-Verhältnisse“, sowie von Geh.-Rat Prof. Dr.-Ing. Gary, Lichterfelde, „Ueber die Endergebnisse der Versuche der Meerwasser-Kommission“) die Konstitution bzw. Eigenschaften des Zementes, während der mit zahlreichen Abbildungen ausgestattete Vortrag von Dir. Dr. Müller, Rüdersdorf, ein anschauliches Bild von der „Entwicklung des Schachtofens in der deutschen Zementindustrie“ gibt. Als Anhang ist dem Protokoll noch ein Abdruck des Verhandlungsberichtes für das Jahr 1918 beigegeben, in welchem sich die wissenschaftliche Tätigkeit des Vereins, den unglücklichen Zeitverhältnissen entsprechend, sehr einschränken mußte. Der Bericht für 1919 zeigt dagegen, daß der Verein seine alten Ziele, die deutsche Zementindustrie in wissenschaftlicher und technischer Beziehung auf der Höhe zu erhalten, nicht aus dem Auge verloren hat. —

*) Auszug dieses Vortrages in unseren „Mitteilungen“ Jahrg. 1919 S. 89. Den ausführlichen Bericht über diese Versuche enthalten jetzt die Mitteilungen des Material-Prüfungsamtes 1919, Heft 3 und 4.

Literatur-Verzeichnis.

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

Die technische Verwendung des Kalkes. Von Bergass, a. D. Dr. Hans Bernh. Kosmann. 8°, 141 S. Text. Berlin 1919. Verlag der Tonindustrie-Zeitung. Pr. geb. 10 M. + 20 % Zuschlag. —

Repetitorium für den Hochbau. 2. Heft. Abriß der Statik der Hochbaukonstruktionen. Von Dr.-Ing. Max Förster, Geh. Hofrat, ordentl. Prof. a. d. Techn. Hochschule Dresden. 8°, 152 S. Text mit 157 Textfiguren. Berlin 1920. Verlag Julius Springer. Pr. geb. 8,60 M. —

Inhalt: Erweiterung des Gaswerkes Dresden-Reick. (Schluß.) — Von der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin. — Vermischtes. — Literatur. — Literatur-Verzeichnis. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

NO 7.

Eine Eisenbahnbrücke über die Sieg in Niederschelden i. Rhld.

Von H. J. Kraus, Ingenieur der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düsseldorf. Hierzu die Abbild. S. 51.



In dem engen und scharf eingeschnittenen Siegtal bei Niederschelden besitzt die A.-G. Charlottenhütte eine bedeutende Fabrikanlage mit Hochöfen, Hammerwerk, Blechwalzwerk und dergl., in der in der Hauptsache Radsätze für Eisenbahnwagen erstellt werden. Infolge des riesig gestiegenen Bedarfes an Eisenbahnmaterial sah sich die Charlottenhütte im Frühjahr 1919 veranlaßt, eine neue mechanische Werkstätte auf dem linken Ufer der Sieg zu errichten, während der größere Teil der Fabrik auf dem rechten Siegufer liegt. Der Platz für das neu zu errichtende Gebäude mußte teilweise erst durch Abraumarbeiten und große Felsprengungen geschaffen werden. Die Verbindung der alten Anlagen mit der neuen mechanischen Werkstätte erfolgte durch eine Brücke, die Abbildung 1 in fertigem Zustand zeigt, während ihre Beschreibung nachstehend erfolgen soll. Wie aus den in Abb. 2, S. 50 dargestellten Lageplan hervorgeht, überspannt die Brücke das Siegtbett in 2 Bögen von je rd. 27 m Lichtweite. Die beiden Flußufer stehen an der Baustelle nicht parallel zu einander und die Sieg wird durch die Brücke in einem schiefen Winkel überschritten. Aus naheliegenden Gründen verzichtete man jedoch auf die Ausführung einer sogenannten „schiefen Brücke“ und bildete das Bauwerk als „gerade Brücke“ aus, womit allerdings eine Vergrößerung der Spannweiten verbunden war. Eine vergleichende Untersuchung zeigte, daß die Baukosten bei dieser Ausführung trotz der größeren Länge des Bauwerkes sich gegenüber einer Brücke mit zum Flußbett parallelen Widerlagern verringerten. Die Längsachse des Mittelpfeilers

ist bei dieser Anordnung der Endwiderlager und Gewölbe nicht winkelrecht zur Brückenachse, sondern annähernd in die Richtung des Wasserlaufes gelegt. Auf dem zur Brückenachse also schiefstehenden unteren Pfeilerteil schließen sich dann die Bogenanfänger, die natürlich der geraden Brücke entsprechen, in einfacher Weise an. Auf der Brücke ist die Verlegung einer normalspurigen Gleiskreuzung geplant, wodurch auf der rechten Siegseite sich eine Gewölbbeite von 6 m ergab; dieses Maß bleibt ungefähr bis in Brückenmitte konstant und vergrößert sich von dort bis auf 10,2 m Gewölbbeite auf der linken Siegseite. Die Abbildungen 3—5 geben die Gesamtanordnung des so entstandenen Bauwerkes wieder.

Die Belastung der Brücke war gegeben durch die auf ihr verkehrenden Fahrzeuge und wurde hierfür mit Rücksicht auf die innerhalb des Werkes zu verschiebenden schweren Erzwagen der durch Ministerial-Erlaß vom 1. Mai 1903 festgelegte Lastenzug von $5 \cdot 17 + 3 \cdot 13 = 124$ t Gesamtgewicht und 18 m Gesamtlänge gewählt. Für die Bemessung der auskragenden, beiderseitigen

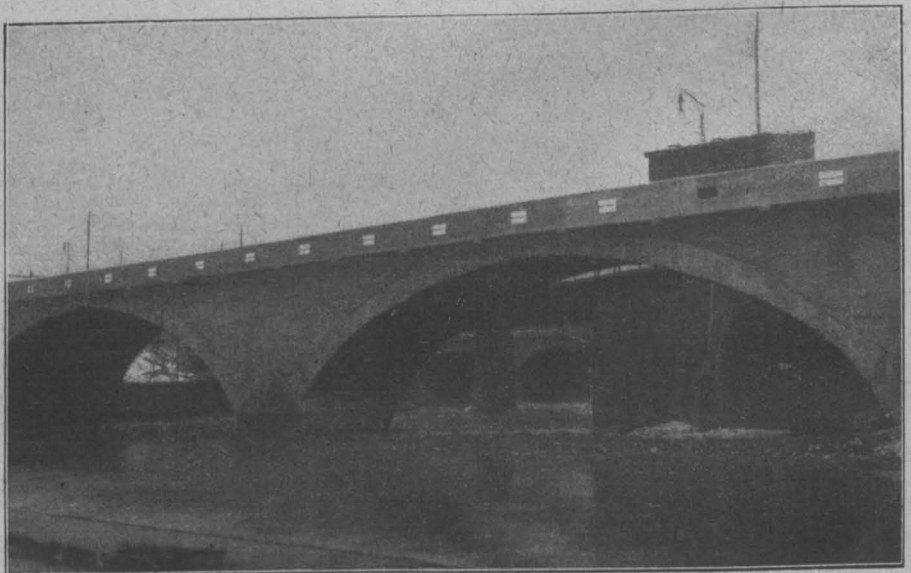


Abbildung 1. Bild des fertigen Brücken-Bauwerkes.

Die statische Untersuchung der beiden als Dreiecksbögen ausgebildeten Brückengewölbe, deren Spannweite von Kämpfergelenk zu Kämpfergelenk 24,4 m und deren Pfeilhöhe 3,6 m beträgt, erfolgte unter Zuhilfenahme von Einflußlinien, mittels deren für die einzel-

Für den Bogen rechts ergab sich der größte Horizontalschub zu $103,985^t$ für eine 1^m breite Gewölbemaulle; für den Bogen links und für eine Breite der Gewölbemaulle von 1^m am rechten Kämpfer und $1,48^m$ am linken Kämpfer betrug dieser Wert $130,47^t$.

	σ_{b0} in kg/cm ²	σ_{bm} in kg/cm ²	$\sigma_{e \max}$ in kg/cm ²
Linke Hälfte des Bogens links	28,1	31,1	} 79,0
Rechte Hälfte des Bogens links	29,0	31,4	
Linke und rechte Hälfte des Bogens rechts . . .	30,4	32,1	47,5

Abbildung 2.
Lageplan des
Brückenbau-
werkes.

tens durch Schütttrinnen und Röhren usw. ausgebildet, das besondere Beachtung verdient. Redner führte in Wort und Bild eine Reihe interessanter Ausführungen seiner Firma vor, die für das Vorhergesagte als treffender Beweis dienten. Darunter Silos bis zu 11 000 t Gehalt, z. B. für die Gaswerke in Elberfeld, Sevilla, ferner für Ludwigsburg, Pforzheim, Posen, sodann einen interessanten Bau für die Lokomotiv-Bekohlungsanlage auf dem Verschiebebahnhof St. Gerion in Köln. Redner führte dann noch aus, daß gegen die Einlegung der Kohle in Silos, deren Vorzüge zwar anerkannt würden, anderseits das Bedenken geltend gemacht werde, daß eine Entzündungsgefahr vorhanden sei. Das sei jedoch nur der Fall, wenn ungeeignete, d. h. von vielen feinen Kohleteilchen durchsetzte Kohle eingelagert werde, wie das im Krieg vielfach geschehen sei. Solche Kohle müsse vorher ausgesiebt werden und eigentlich dürfe nur Waschkohle eingelagert werden.

50

der deutschen Betonfirmen während des Krieges gab Hr. Bauinspektor Meisenhelder der A.-G. Wayss & Freytag in Neustadt a. d. Haardt mit dem Thema „Verschiedene hervorragende während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten“. Als erstes Bauwerk wurde ein großer Wasserturm mit einem Behälter von 3000 m³ Inhalt vorgeführt, der in Völklingen ausgeführt wurde und im Gegensatz zu dem im ersten Vortrag beschriebenen Wasserturm nicht einen kreisrunden, sondern rechteckig geformten Behälter in Eisenbeton zeigt. Konstruktiv stellt sich dessen Ausbildung als ein System von offenen L-Rahmen mit oberem Zugband dar, über welche die Wandung gespannt ist. Der Behälter ist ebenfalls ohne besondere Dichtungsmittel und nur mit Zementglattstrich versehen hergestellt und wird durch einen Backsteinmantel umhüllt. Ein einfaches, ebenfalls nur verputztes Eisenbetondach deckt ihn ab. Die Berechnung des Turmes, dessen Unterbau aus 4-geschossigen Stockwerksrahmen gebildet wird (durchgehende Säulen mit Zwischendecken), macht hinsichtlich der lotrechten Lasten keine besondere Schwierigkeit, wohl aber hinsichtlich der Berücksichtigung des Winddruckes, der bei 150 kg/m² mit 80 t auf den Behälter wirkt. Dieser Winddruck verteilt sich auf 7 Rahmen. Eine exakte Lösung dieser Aufgabe mittels der Elastizitätstheorie würde zu Gleichungen mit 24 Unbekannten führen, deren Auflösung nicht durchgeführt werden kann. Mit der Ritter'schen Methode ist der Aufgabe auch allein nicht beizukommen, da die Knotenpunkte nicht festgehalten sind, wie dort vorausgesetzt wird; außerdem kommt als weitere Abweichung noch die untere Einspannung der Rahmen im Turmfundament hinzu. Die einzige Veröffentlichung, die ähnliche Aufgaben behandelt, ist die Straßner'sche, aber diese ist einerseits wenig übersichtlich, außerdem macht Straßner die Annahmen, daß die Kräfte sich nur auf das nächste Stockwerk mit übertragen. Es sind nach dieser Berechnung gegenüber der genaueren Fehler bis 50 % in den Spannungen festgestellt worden. Es ist nun der Weg eingeschlagen, daß zunächst die Rechnung nach der Ritter'schen Methode durchgeführt ist und daß dann noch die Kräfte, die sich aus der Nichtfesthaltung der Knotenpunkte ergeben, noch besonders berücksichtigt sind. Es ergibt sich dann eine verhältnismäßig einfache Lösung der Aufgabe, über die wir noch an anderer Stelle berichten werden.

Redner verbreitete sich dann noch näher über die Ausbildung im Einzelnen und die Ausführung. Der Gesamteindruck des Turmes, der in einer Reihe von Bildern vorgeführt wurde, ist ein guter.

Ein zweites Beispiel betraf die Ausführung von Flugzeughallen auf dem Flugplatz Muggensturm bei Rastatt. Die Herstellung der 20 · 66 m im Grundriß großen Hallen, mit deren Ausführung 1916 vorgegangen wurde, stellte sich in Eisenbeton billiger als in Eisen. Die konstruktive Ausbildung bietet insofern einige Schwierigkeiten, als derartige Hallen einen völlig freien Innenraum erhalten müssen und in der Längsfront 3 große Toröffnungen erhielten, sodaß hier nur 2 Zwischenstützen vorhanden sind. Mit Rücksicht auf die Beheizmöglichkeit der Hallen mußte der umschlossene Luftraum möglichst knapp gehalten werden. Als Tragkonstruktion sind daher stark gedrückte Dreigelenk-Bogenbinder gewählt, die teilweise über Dach liegen. Die Längsträger sind als über 3 Felder durchlaufend ausgebildet. Von den 6 zu erbauenden Hallen waren 5 beim Zusammenbruch 1918 fertig, allerdings noch ohne Tore. Die Anlagen gehören zu denjenigen, die nach dem Friedensvertrag jedenfalls wieder abgebrochen werden müssen.

Bei einer anderen Ausführung, einem großen Werkstattgebäude für die Daimler-Werke in Untertürk-

Eine Eisenbahnbrücke über die Sieg in Niederschelden I. Rhld. Ausführung: Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düsseldorf.

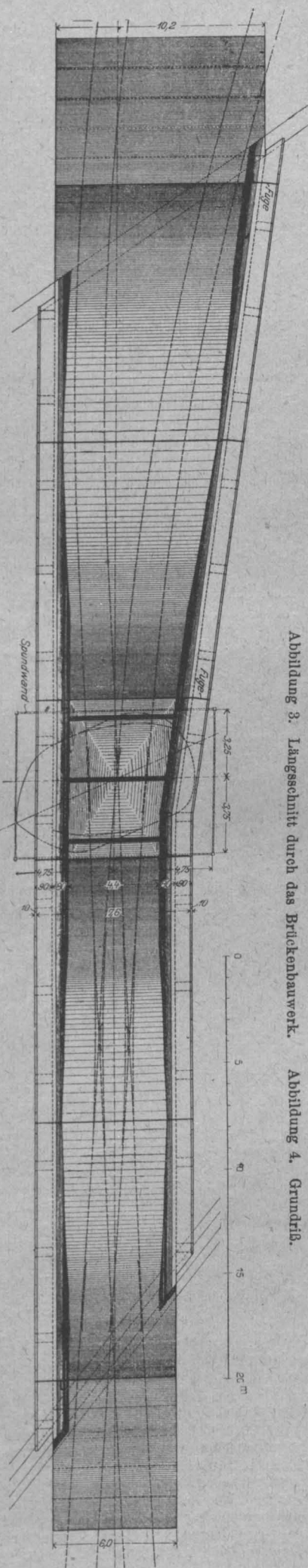
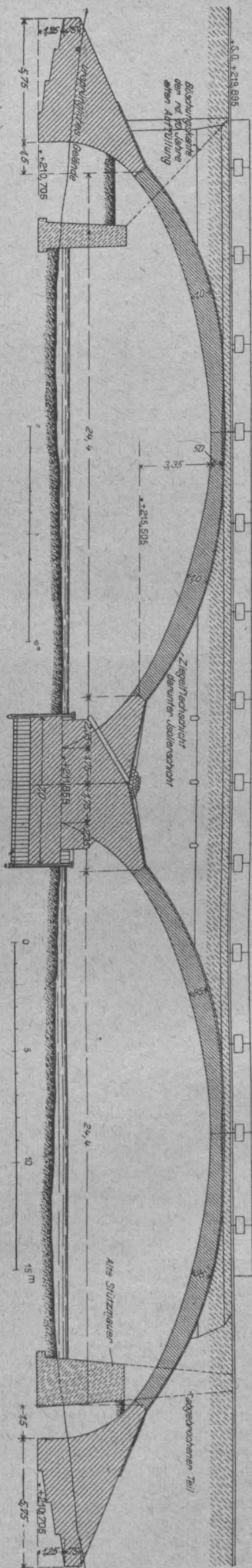


Abbildung 3. Längsschnitt durch das Brückenbauwerk. Abbildung 4. Grundriß.



heim siegte der Eisenbeton wegen der Kürze der Zeit, in welcher der 60·60 m im Grundriß große Bau auszuführen war. Es handelt sich allerdings um einen einfachen Hallenbau mit kleinen Spannweiten. Das ganze Eisenbetongerüst war in 11 Wochen zu erstellen und einschl. der Ausmauerung der ganze Bau in 16 Wochen. Nur die Binder sind an Ort und Stelle in Schalung hergestellt, die sekundären Träger dagegen fabrikmäßig. Sie wurden fertig zur Baustelle geliefert und mangels eines Kranes mit dem Gestell einer Dampftrasse verlegt. Es ist so an Schalung und Aufstellungszeit nicht unwesentlich gespart worden. —

an einem in der Mitte angebrachten Haken gehoben werden. Die Biegungs- und Schubbeanspruchungen, die dann entstehen, sind genau ermittelt worden. Die Versuchskörper haben ihren Zweck gut erfüllt und dienen jetzt nach einiger Umgestaltung als Pumpenschiffe. Die weiteren Ausführungen betrafen Getreidesilos, Druckrohranlagen, Kranbahnen, Minen-Lagerhäuser usw. In Bremen ist von der Firma ein 14 000 m³ fassender Getreidesilo in nur 6 Monaten Bauzeit erstellt. Für den ganzen Bau einschließlich der Pfahlgründung ist dabei Eisenbeton gewählt worden. Unter weitgehender Anwendung

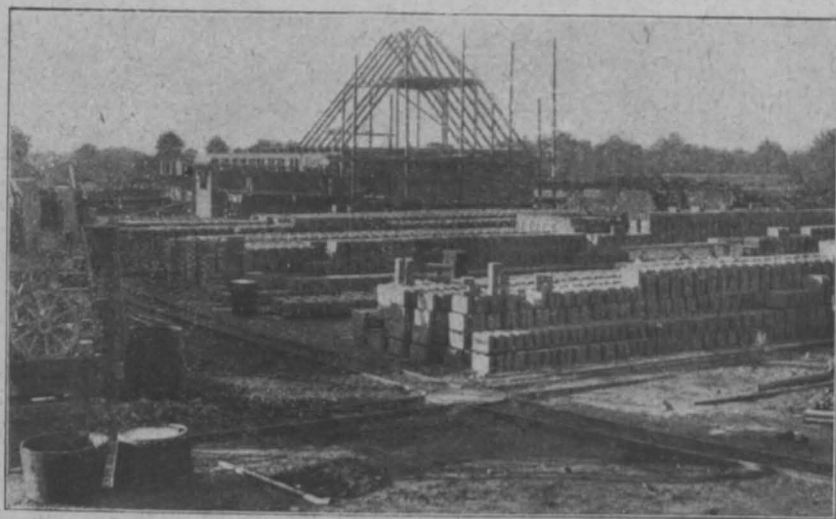


Abbildung 7. Ausführung der Bauten in Langenhorn bei Hamburg.



Abbildung 6. Herstellung der Hohlsteine auf Drehtisch-Pressen.

Abbildung 1 — 4. Gewöhnlicher Stein, Eckstein, Fenster- und Türanschlagstein mit Anschlag nach innen und mit Anschlag nach außen.

Abbildung 5. Ausbildung der Wand.

Betonhohlsteine-Bauweise Tilgner.

Abb. 5.

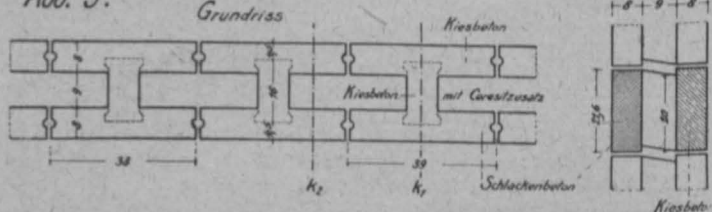


Abb. 1.

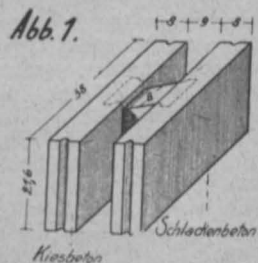


Abb. 2.

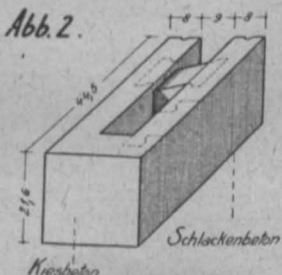


Abb. 3.

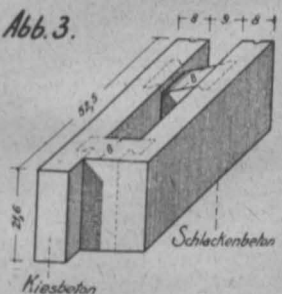
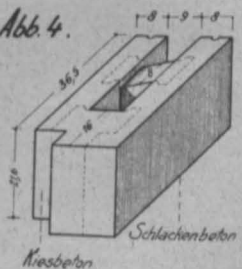


Abb. 4.



Den Beschluß der Vorträge bildeten Ausführungen des Hrn. Bmstrs. H. Sielken, Abt.-Vorstand der Firma Paul Kossel & Co. in Bremen über „Bemerkenswerte Bauausführungen mit Einschluß des Kleinwohnungsbaues“; letzterer bildete dabei eigentlich das Hauptthema. Der erste Teil der Ausführungen bezog sich auf Schwimmkörper in Eisenbeton, die als Versuchskörper für Hebeversuche an Unterseebooten dienten, daher ähnliche Form und Abmessungen besaßen und mit kräftigen Haken versehen waren, um sie bequem heben zu können. Sie waren mit Wasserballast versenkbar und wieder auspumpbar. Die Körper erleiden beim Herausheben mit Kran erhebliche Beanspruchungen, namentlich wenn sie nur

von Baumaschinen, Zusammensetzung der Rüstungen aus großen Schalltafeln usw. ließ sich diese knappe Bauzeit einhalten. Die Silozellen zeigen die in Deutschland nur selten vorkommende kreisrunde Form. Sie haben 4,35 m lichten Durchmesser bei 35 m Höhe. Vor Kopf des Silos ist das Reinigungsgebäude angeordnet, in dem die erforderlichen Maschinen untergebracht sind. Für selbsttätige Feuerlöschung ist ein Wasserbehälter von 45 m³ Inhalt im Dachgeschoß eingebaut. Ebenfalls für Bremen ist eine 4 km lange Druckrohrleitung von 1,3 m innerem Durchmesser für Zwecke der Kanalisation gebaut worden. Die Rohre haben 1,5 Atm. Innendruck und 3000 kg Scheitellast auszuhalten. Sie wurden an der Verwendungsstelle eingestampft in Längen von

3 m, um die Zahl der Stöße einzuschränken. Die 4200 kg schweren Rohrlängen wurden mittels Kran in der durch Grundwasserabsenkung trocken gehaltene Baugrube verlegt. Die Dichtung der Stöße wurde durch eisenbewehrte Ueberschiebemuffen mit Goudronfüllung bewirkt.

Der Hauptteil des Vortrages wandte sich dann dem Kleinwohnungsbau zu, bei dem der Beton infolge der Ziegelknappheit eine bedeutende Rolle zu spielen berufen ist, nachdem man erkannt hat, daß die Nachteile des Kiesbetons — nämlich seine große Dichte, hohe Leitungsfähigkeit für Temperatur-Unterschiede, die Niederschlagung von Schwitzwasser begünstigt —, die gesundheits-schädlich wirken, durch Zuhilfenahme von porösem Leichtbeton und Beschränkung des festen Kiesbetons auf die notwendigsten tragenden Teile, überwunden werden können. Die Firma baute 1916 zuerst ein Probehaus aus fabrikmäßig hergestellten Platten, ging dann aber später zum fugenlosen Bau mit Luftraum in den nur 22 cm starken Wänden über. Durch solide hergestellte, immer wieder verwendbare Schalungslatten läßt sich dann größere Schnelligkeit und Wirtschaftlichkeit der Ausführung erzielen. Das dringende Bedürfnis nach schneller Herstellung von Wohnungen in

Deutschland brachte dann der Firma größere Aufträge bei Siedelungen in verschiedenen Teilen Deutschlands. Als Beispiele wurden Siedelungen in Oslebshausen bei Bremen, bei Hamburg, für den gemeinnützigen Bauverein in Osnabrück, für Linden-Credelfeld, Peine, Köln-Höhenberg im Bilde vorgeführt und kurz erläutert. In Peine handelt es sich um eine Siedlung rein städtischen Charakters mit mehrgeschossigen Bauten. Dort ist eine andere Konstruktionsweise angewendet, insofern als ein vollständiges Traggerüst in Eisenbeton zunächst hergestellt und überdacht wurde, unter dessen Schutz dann die weitere Ausführung erfolgen konnte. —

Damit war die Tagesordnung erschöpft, da besondere Mitteilungen aus dem Kreis der Anwesenden nicht gemacht und Fragen nicht mehr gestellt wurden. Nachdem der Vorsitzende bereits an jeden Vortrag den Dank des Vereins an den Vortragenden geknüpft und die sich an einige Vorträge knüpfende Aussprache geleitet hatte, schloß er die Versammlung in der Hoffnung, daß sich die nächste Tagung unter für Deutschland günstigeren Verhältnissen abspielen möge. Die Teilnehmer an dieser Versammlung aber werden jedenfalls wertvolle Eindrücke mitgenommen haben. —

Fr. E.

Betonhohlsteine Bauweise Tilgner.

Von Ober-Ingenieur W. Heyer, Berlin. (Hierzu die Abbildungen S. 52 und 55.)

Durch die Kohlennot verursachte Mangel an Ziegelsteinen, der entstehen mußte, weil kaum 10 % der in Deutschland vorhandenen Ziegeleien einen mehr oder weniger mangelhaften Betrieb unterhalten können, hat Ersatzbauweisen in außerordentlich großem Umfange entstehen lassen. Da auf vielen Baustellen Sand und Kies vorhanden oder andere Zuschlagstoffe verhältnismäßig billig zu beschaffen sind, so war es natürlich gegeben, an den Zement als Bindemittel zu denken, und wenn nun im Laufe der Zeit auch der Zement ein immer schwerer zu beschaffender und immer teurer werdender Stoff geworden ist, so dürfte doch nicht zu leugnen sein, daß ein zweckentsprechend angefertigter Betonstein keineswegs diejenigen Kohlenmengen verbraucht, die für den gebrannten Ziegelstein nötig sind. In bezug auf den Kohleverbrauch steht also die Wirtschaftlichkeit des sachgemäß ausgebildeten Betonsteines außer Frage, und wenn nun der Betonstein erfolgreich den Wettbewerb mit dem Ziegelstein aufnehmen will, so muß er die guten Eigenschaften des letzteren, die in der Standfestigkeit und Dauerhaftigkeit, der Atmungsfähigkeit, der Wärmehaltung und Schallsicherheit und der Abhaltung des Witterschlages bestehen, besitzen.

Allen berechtigten Anforderungen kann der Betonhohlstein nach der Bauweise Tilgner genügen. Dieser H-förmige Stein besitzt eine äußere Wand aus Kies- bzw. Sandbeton, eine innere Wand aus nagelbarem Leichtbeton (Kohlen- oder Hochofenschlacken, Bimskies und dergl.) und ein schwalbenschwanzförmig in die beiden Wände eingreifendes Verbindungsstück, das durch Zusatz von Ceresit oder ähnlichen Mitteln als wasserabweisender Beton gefertigt ist. Die Herstellung der H-förmigen Steine erfolgt maschinell unter hohem Druck auf besonderen Pressen derart, daß der Stein als einheitliches Ganzes behandelt wird und nach Abheben der Formen als fertiges Stück erscheint. Ein Losreißen der Gurtungs- oder Wandplatten vom Verbindungsstück ist bei einer solchen Anfertigungsweise nicht gut möglich, da einem Ausbiegen der Platten nach innen das auf Druck beanspruchte Verbindungsstück entgegenwirkt, während ein Ausbiegen nach außen durch den schwalbenschwanzförmigen Ansatz des Verbindungsstückes verhindert wird.

Der gewöhnliche Stein ist in Abbildung 1 veranschaulicht; er besitzt bei einer Länge von 38 cm eine Breite von 25 cm und eine Höhe von 21,6 cm, vermag also 9 Ziegelsteine



Abbildung 9. Zweigeschossiger Bau am Anfang der Reihe.



Abbildung 8. Reihenhäuser der Siedlung Langenhorn bei Hamburg.

zu ersetzen. Außer den 25 cm breiten Steinen werden für leichtere Bauten (Ställe usw.) sowie für die Benutzung bei Zwischenwänden auch noch Steine von 20 und 13 cm Breite hergestellt. Der Abschluß-, bzw. Eckstein muß natürlich einen Kopf erhalten, und es entstehen dann die Steine nach Abbildung 2, die, um den üblichen Verband zu ermöglichen, eine größere Länge besitzen, aber auch in verschiedenen Längen angefertigt werden können. Gebraucht wird schließlich noch ein Fenster- oder Türanschlag-Stein, wie er in Abbildung 3 mit Anschlag nach innen und in Abbildung 4 mit Anschlag nach außen dargestellt ist. — Sämtliche Steine sind, wie die Abbildungen erkennen lassen, mit rillenförmigen Aussparungen an den Stirnseiten ausgestattet, die be-

zwecken, daß Fugenmörtel in ausreichender Menge und wirkungsvoller zur Verwendung gelangen kann.

Die innere Leichtbetonplatte des Tilgner-Steines ist in höherem Maße porös als die äußere und kann, genau wie der Ziegel- und Schwemmstein, Feuchtigkeiten aufnehmen und schnell wieder abgeben, sodaß ein Niederschlag nicht zu befürchten ist. Die Luftschicht zwischen den beiden Platten verleiht erhöhten Schutz gegen äußere Kälte oder Hitze. Um keine zu hohe Luftschicht, die bekanntlich lotrecht gerichtete Strömungen erzeugt und deshalb schädlich ist, entstehen zu lassen, werden jeweils 3 Steinschichten mit Betonplättchen oder Papplagen abgedeckt. Die ruhenden Luftschichten sind, wie die Erfahrung gelehrt hat, für die Wärmeleitung von wesentlicher Bedeutung. Wo passende Stoffe zur Verfügung stehen, kann auch eine Ausfüllung der Hohlräume vorgenommen werden.

Die Wärmeleitung für eine 25 cm starke Wand aus Tilgner-Steinen ergibt sich aus der bei der städtischen Baupolizei zu Berlin angewandten Formel:

$$K = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2} + \frac{\delta}{\lambda}}$$

worin K = Wärme-Durchgangszahl, α_1 und α_2 die Wärme-Übergangszahlen, δ die Stärke der Wand und λ die Wärme-Leitzahl der Wand sind.

Werden $\alpha_1 = \frac{1}{5}$, $\alpha_2 = \frac{1}{25}$ und die Wärme-Leitzahl für Kiesbeton = 0,7, für Schlackenbeton = 0,3, für Luft = 0,07 gesetzt, so erhält man für die Fläche Fk_1 , welche bei 1 m² Wandfläche 0,176 m² groß ist (siehe Abbildung 5),

$$k_1 = \frac{1}{\frac{1}{5} + \frac{1}{25} + \frac{0,045}{0,7} + \frac{0,16}{0,7} + \frac{0,045}{0,3}} = \frac{1}{0,20 + 0,04 + 0,064 + 0,229 + 0,15} = \frac{1}{0,683} = 1,46$$

und für die Fläche Fk_2 , welche bei 1 m² Wandfläche 1-0,176 = 0,824 m² groß ist,

$$k_2 = \frac{1}{\frac{1}{5} + \frac{1}{25} + \frac{0,08}{0,7} + \frac{0,09}{0,07} + \frac{0,08}{0,3}} = \frac{1}{0,20 + 0,04 + 0,114 + 1,286 + 0,267} = \frac{1}{1,907} = 0,52.$$

Die beiden Teilwerte ergeben für 1 m² Fläche einen Durchschnittswert $K = 0,176 \cdot 1,46 + 0,824 \cdot 0,52 = 0,685$, während sich für eine 51 cm starke Wand aus Ziegelmauerwerk $K = 0,68$ ergibt.

Hiernach hat die Berliner Baupolizei auch anerkannt, daß eine Wand aus 25 cm breiten Tilgner-Steinen mit Rücksicht auf die Wärmeleitung eine Wand aus 51 cm starkem Ziegelmauerwerk ersetzen kann.

Beim Siedelungsbau kommt natürlich 51 cm starkes Ziegelmauerwerk nicht in Frage. Mit einer Ziegelwand von 38 cm Stärke muß aber wegen der Witterungseinflüsse immerhin gebaut werden, und wenn zum Ersatz einer solchen Bauart eine Wand aus 25 cm breiten Tilgner-Steinen vollständig genügt, so werden die dadurch erzielten Vorteile, die auch in Ersparnissen an der zu bebauenden Fläche oder in der Gewinnung vermehrten Raumes bestehen, anzuerkennen sein. Ein Tilgner-Stein, der so groß wie 9 Ziegelsteine ist, läßt sich schneller vermauern und beansprucht weniger Mörtelaufwand als die 9 Ziegelsteine und bringt also nach dieser Richtung hin ebenfalls Vorteile.

Die maschinell gepreßten Steine besitzen sauber glatte Innen- und Außenflächen. Für die Innenflächen genügt ein

dünner Putz, und für die Außenflächen ist ein Putz überhaupt entbehrlich. Die äußere Platte kann gegebenenfalls durch Zusatz von Steingrus oder Steinsplitt aus natürlichen Gesteinen, Steinmehl oder auch Steinfarben besondere Tönungen erhalten, sodaß die graue Betonfarbe, die vielleicht manchem Architekten nicht gefällt, durch einen wärmeren Ton ersetzt wird. Selbstverständlich steht aber der Ausführung eines beliebigen Außenputzes nichts im Wege, wenn an Kosten nicht gespart zu werden braucht. Feuchtigkeit, welche die ungeputzte Außenplatte bei andauerndem Regenwetter oder bei Schlagregen aufsaugen kann, vermag wegen des wasserabweisenden Steges die Innenplatte nicht zu erreichen, sodaß also eine stets trockene Innenwand vorhanden ist.

In größerem Umfang wurden die Tilgner-Steine bei den vom Staat Hamburg errichteten Siedelungsbauten in Langenhorn bei Hamburg verwendet, wo die A.-G. für Beton- und Monierbau, Abt. Hamburg, 48 Häuser in Auftrag erhielt. Obwohl eine Presse täglich so viel Steine anfertigen kann, wie ein Reihenhause von etwa 75 m² Nutzfläche erfordert, wurden dort, wie die Abb. 6, S. 52 zeigt, zwei Drehtisch-Pressen in Betrieb gesetzt. Der lange Hebel an den Pressen dient zum Abheben der Steinformen, und auf der rechten Presse ist ein soeben von der Form befreiter Stein erkennbar, der auf der Unterlage steht und fertig zum Wegschaffen nach dem Lagerplatz ist. Auf der gegenüber liegenden Seite des Preßtisches steht die neue Form zur Aufnahme der Betonmasse, und eine halbe Drehung des Tisches bringt diese Form unter die Mörtelkästen, welche die verschiedenen Betonmischungen enthalten. Die Tätigkeit von 2 Pressen bedingte eine schnelle Herstellung der Steine, und die großen Steinvorräte auf dem Lagerplatz sind aus Abb. 7, S. 52 zu ersehen. Im Verlauf von 14 Tagen nach beendeter Pressung waren die Steine genügend erhärtet, sodaß mit ihrer Vermauerung begonnen werden konnte.

Die Langenhorner Bauten sind in Reihenform hergestellt. Eine Reihe und der am Anfang stehende zweigeschossige Bau sind in den Abb. 8 und 9, S. 53 wiedergegeben. Die Bankette wurden aus Kiesbeton 1:12 und das aufgehende Kellermauerwerk in Kiesbeton 1:10 gestampft. Von Oberkante Kellerdecke an besteht das Mauerwerk aus Tilgner-Steinen, und zwar sind für die Außenwände 25 cm breite Steine, für die Brandmauern Steine von 13 cm Breite nur aus Schlackenbeton und für die balkentragenden Innenwände Steine von 20 cm Breite, ebenfalls aus Schlackenbeton, benutzt, während die nicht belasteten Scheidewände 6 cm stark aus Gipschlackenbeton hergestellt sind.

Zur Abdeckung der Hohlsteine und Auflagerung der Deckenbalken, sowie zur Aussteifung der Gebäude in der Richtung der Außenwände wie auch über der tragenden Innenwand wurden Betonbalken gestampft; über den Fensteröffnungen und den Türen in den Außenwänden liegen Eisenbeton-Stürze. Die Schornsteine sind mit Beton-Formsteinen aufgemauert, und aus Beton bestehen die Stufen der Kellertreppe sowie diejenigen der Hauseingänge, die Fußböden im Keller und Wände und Boden der Abortgrube. Die Decken über dem Keller und der Abortgrube, für eine Nutzlast von 200 kg/m² berechnet, bestehen aus Eisenbeton.

Die Innenflächen der Mauern haben einen Feinputz aus Kalkmörtel erhalten. Die Außenflächen wurden nicht geputzt, sondern die Steine nur sauber mit Zementmörtel verputzt.

Einer Verwendung der Tilgner-Steine bei anderen Bauausführungen steht nichts im Wege. Die Giebelwand eines Hallenbaues der Firma A. Borsig in Berlin-Tegel zeigt die Abbildung 10 und ein Pförtnerhäuschen die Abbildung 11. In beiden Fällen ist der Außenputz ebenfalls erspart, und die lediglich verfügt Steinflächen machen einen vollkommenen sauberen Eindruck.

Vermischtes.

Zur Frage der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke zu Bauzwecken ist jetzt der 2. Bericht über die Versuche der vom preuß. Ministerium der öffentl. Arbeiten s. Zt. auf Antrag des „Vereins deutscher Eisenhüttenleute“ eingesetzten Kommission erschienen. Er ist von Prof. Burchartz, ständigem Mitarbeiter der Abt. für Materialprüfungen des Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde bearbeitet und in den „Mitteilungen“ des Amtes Jahrg. 1919, Heft 3 und 4 kürzlich veröffentlicht. Die 1. Versuchsreihe, die sich auf 3 Jahre Dauer erstrecken sollte, ist 1916 abgeschlossen worden. Es wurde durch diese Untersuchung bekanntlich festgestellt, daß die chemischen und mikroskopischen Untersuchungen insofern zu keinem befriedigenden Abschluß geführt haben, als keine entscheidenden mikroskopischen Merkmale gefunden wurden, die eine zuverlässige Voraussage für das Verhalten der verschiedenen Schlacken beim Lagern gestatten. Die Untersuchungen ergaben ferner, daß

das Verhalten der Hochofenschlacke (Gefügeveränderung, d. h. Zerrieselung, Zerfall) in keinem ursächlichen Zusammenhang mit der chemischen Zusammensetzung steht, falls ein gewisser Kalk- und Gipsgehalt nicht überschritten wird. Das Zerrieseln und Zerfallen wird eher physikalischen Umlagerungs-Erscheinungen zuzuschreiben sein, das Auftreten von Rissen, falls es sich nicht um ausgeprochene Treiberecheinungen handelt, der Einwirkung der Atmosphären. Aus Hochofenschlacke läßt sich nach den Versuchsergebnissen ein guter, unter Umständen sogar besserer Beton als mit Kies herstellen. Auch der aus zerfallender Schlacke bereitete Beton hat sich als brauchbar erwiesen. Das Eisen verhält sich im Schlackenbeton genau wie in Kiesbeton, auf sein Rosten hat die Schlacke keinen unmittelbaren Einfluß.

Soweit das Ergebnis der 3-jährigen Versuche! Während ihrer Durchführung trat der Wunsch nach Ausdehnung auf 5-jährige Dauer auf, und es ist von den 3 Probe-

körpern des 3. Jahrganges je einer zurückgelegt, um nach 5 Jahren geprüft und während dieser Zeit beobachtet zu werden. Zu einer einwandfreien Feststellung der Veränderung der Festigkeitsverhältnisse reichen diese Proben allerdings nicht aus. Die Untersuchungen erstreckten sich auch auf Raum- bzw. spezifisches Gewicht, Dichtigkeitsgrad der Schlackenkörper, auf die Untersuchung der äußeren Beschaffenheit der im Freien gelagerten Schlackenproben, auf die Ergebnisse der Druckfestigkeit der Mischungen 1:2:3 und 1:5:8 sowie auf Beobachtung des Verhaltens der Eiseneinlagen im Beton.

Die Ergebnisse zeigen, daß sich auch nach 5 Jahren Lagerzeit im Freien das Raumgewicht der Schlacken nicht verändert hat. Diese haben also keine physikalischen oder chemischen Aenderungen erfahren, sei es durch innere Vorgänge, sei es durch Einfluß des Atmosphärischen. Auch die im Freien gelagerten Schlackenschotter-Proben haben sich in den 2 Jahren nicht verändert.

Wenn auch aus den Festigkeitsergebnissen nach obigem noch keine allgemein gültigen Schlüsse gezogen werden dürfen, kann doch daraus entnommen werden, daß der in einzelnen Fällen festgestellte Festigkeitsrückgang nur auf Zufälligkeiten beruht, nicht auf einer die betreffende Schlacke besonders kennzeichnenden Eigenschaft. Im Allgemeinen weist der Schlackenbeton i. M. bei Wasserlagerung eine günstigere Festigkeitsentwicklung auf als bei Luftlagerung; in der mageren Mischung sind allerdings die absoluten Festigkeiten der Luftproben höher als die der Wasserproben. Ähnliches gilt übrigens auch vom Kiesbeton. Wie bei den früheren Altersstufen war die mittlere Festigkeit des Rheinkiesbetons in allen Fällen geringer als die Durchschnittsfestigkeit des Schlackenbetons. Berichterstatter betrachtet das als einen Beweis dafür, daß die Schlacke auch chemisch die Erhärtung des Betons beeinflußt (hydraulische Erhärtung), da in beiden Fällen alle Versuchsbedingungen die gleichen waren und die Eigenfestigkeit der Schlacke eher kleiner als größer ist als die des aus hartem Quarz bestehenden Rheinkies-Materiales.

Auch in den Betonkörpern ist im Verhalten der Schlacke in den beiden letzten Jahren keine Veränderung eingetreten, das gleiche gilt vom Verhalten der Eiseneinlagen im Beton, soweit fette Mischungen in Frage kommen. In der mageren Mischung hat sich der Rostzustand nicht merklich verändert, jedenfalls nicht verstärkt, im Gegenteil ist teilweise sogar eine Entrostung zu verzeichnen gewesen, ebenso wie bei den Proben aus Rheinkiesbeton. Nach den Ausführungen des Berichterstatters bestätigen also auch die 5-jährigen Proben, die aus den früher gezogenen, oben wieder gegebenen Schlüsse. —

Fr. E.

Der Lehrstuhl für Beton- und Eisenbetonbau an der technischen Hochschule zu München, der durch Prof. Hagers Berufung an die Landesgewerbe-Anstalt nach Nürnberg vor einiger Zeit frei geworden ist, wurde, erweitert durch Vorlesungen über Massivbrücken, die Prof. Dietz aus seinem Arbeitsgebiet abgegeben hat, dem bisherigen technischen Direktor der A.-G. Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Dresden, Dipl.-Ing. Jul. Heinrich Spangenberg übertragen.

Spangenberg, ein geborener Sachse, der jetzt im 42. Lebensjahr steht, erhielt seine fachliche Vorbildung auf der Techn. Hochschule zu Dresden, wo er 1901 die Prüfung als Diplom-Ingenieur ablegte. Nach 3-jähriger Tätigkeit im Dienst der sächs. Staatseisenbahnen und Ausführung einer größeren Studienreise nach Oesterreich, der Schweiz und Frankreich trat er als Ingenieur bei der Fa. Dyckerhoff & Widmann in Karlsruhe ein, wo er bereits 1907 die Stellung des technischen Direktors erhielt. Seit Anfang 1914 leitete er in gleicher Eigenschaft die Niederlassung Dresden als Nachfolger des jetzigen Professors an der Hochschule daselbst, Dr.-Ing. Gehler.

Während seiner Tätigkeit in Karlsruhe sind unter Spangenburgs Leitung eine Reihe bedeutender Brückenbauten in Baden entstanden (Donaubrücke Ulm, Eisenbahnbrücke über den Neckar in Canstatt*), ferner durch besondere Technik des Betons und seine Oberflächenbehandlung ausgezeichnete Hochbauten (Bahnhofs-Schalterhalle in Karlsruhe*; Garnisonkirche in Ulm*), sowie Kuppelbauten (Klosterkirche in St. Blasien* im Schwarzwald), Wassertürme und große Industriebauten entstanden; während seiner Tätigkeit in Dresden, die zusammen fällt mit den Kriegsjahren, hauptsächlich bedeutende Bauten für die Kriegsindustrie in Mitteleuropa. Ueber die hervorragendsten dieser Bauten hat Spangenberg in den Hauptversammlungen des Deutschen Beton-Vereins wertvolle Vorträge gehalten, die zum großen Teil in unseren „Mitteilungen“ enthalten sind (die mit * versehenen), bzw. Aufsätze veröffentlicht (auch im „Armierten Beton“). Arbeiten theoretischer Art finden sich von ihm im „Zentralbl. d. Bauverwltg.“, im „Armierten Beton“

und in der Festschrift zum 80. Geburtstag Otto Mohrs, zu dessen erfolgreichen Schülern er gehört.

Die Technische Hochschule in München gewinnt in Spangenberg jedenfalls einen Ingenieur, der sein Fachgebiet vollkommen beherrscht, sowohl in praktischer wie theoretischer Hinsicht und der, es weiter zu fördern, berufen erscheint. —

Fr. E.

Fahrbare Kabelbahn von 172 m Spannweite beim Bau des Maschinenhauses der Wasserkraftanlage Gösgen an der Aare. Ueber dieses in technischer Beziehung hochinteressante schweizerische Kraftwerk haben wir in No. 2 der „Mitteilungen“ bereits einige kurze Angaben über die Gründung des Wehres mit Eisenbeton-Kaissons gemacht. Interessant ist die Ausführung des langgestreckten Turbinenhauses in Beton und Eisenbeton mit Zuhilfenahme

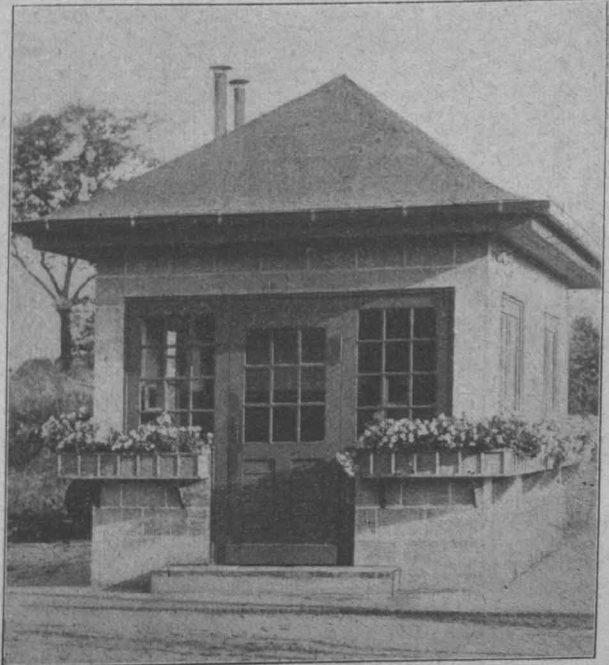


Abbildung 11. Pförtnerhaus in Hohlstein.

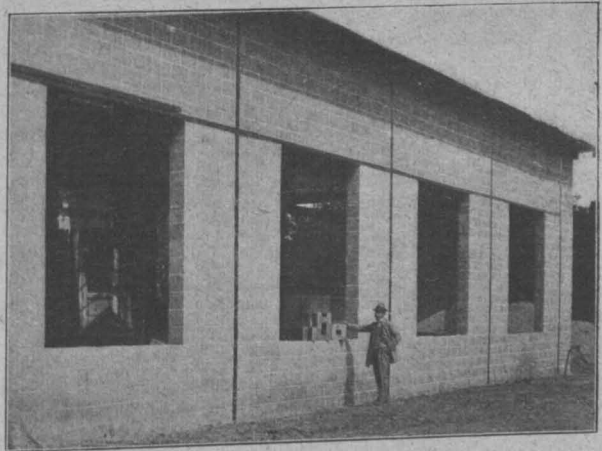


Abbildung 10. Wand eines Hallenbaues für Borsig in Tegel. Betonhohlsteine Bauweise Tilgner.

fahrbarer Kabelkrane von der erheblichen Spannweite von 172 m zwischen den äußeren lotrechten Pfosten der Kabletürme. (Vergl. Schweiz. Bauztg. 1920 No. 19). Bei der Anordnung der Betonierungsanlage sollte ein Mindestmaß von Arbeitskräften zu ihrer Bedienung in Anwendung kommen. Das Betonierungsmaterial wird im Unterwasserkanal gewonnen und von dort mit Transportgleisen der rechten Seite des Bauplatzes zugeführt. Die Kabelbahn überspannt daher auf dieser Seite Material-Depot, Sortier- und Betonierungsanlage mit Zementschuppen. Das Material wurde in zwei von einander unabhängigen Sortieranlagen sortiert und gewaschen. Dazu war je 1 Motor von 30 PS. erforderlich. Die Materialien wurden dann in Silos gelagert. Die Anlage war für eine Leistung von 300 m³ gebaut, die Siloanlage faßte gegen 600 m³ sortiertes Material. Aus den Silos wurde das Material durch Klappen in Roll-

wagen abgelassen, die es der Betonierungsanlage zuführten, die 2 Mischmaschinen besaß, eine für den Tagesbedarf mit 200 m³ Leistung, die andere als Reserve mit 100 m³. Das vorgesehene Mischungsverhältnis wurde automatisch festgehalten. Bei Verarbeitung des Betons auf der Baustelle wurden übrigens nur Durchschnittsleistungen von 120 m³ täglich und 160 m³ Höchstleistung erzielt.

Zur Beschickung der Baustelle mit Schalungen, Eisen und Beton waren 3 von einander unabhängige, zur Längsrichtung des Maschinenhauses parallele Kabelkrane aufgestellt, die auf Gleisen parallel zum Werkkanal verfahren werden konnten. Zwei dieser Kabelkrane mit 13 m hohen Türmen und je 3 t Tragkraft dienten zur Ausführung des Unterbaues, der dritte mit nur 2 t Tragkraft aber 18 m hohen Türmen auch zur Aufführung des eigentlichen Hochbaues. Die Leistung der ersteren betrug bei 1 m/Sek. Hubgeschwindigkeit in 10stündiger Arbeitszeit 100 m³. Der Beton wurde der Verwendungsstelle in Kasten mit Bodenklappen von 0,5–0,75 m³ Inhalt zugeführt. —

Lafetten-Wagen aus Eisenbeton für auf Gleisen fahrbare schwere Artillerie sind nach Mitteilungen im „Bulletin technique de la Suisse romande“ Jahrg. 1920, No. 10 i. J. 1918 versuchsweise in Frankreich gebaut worden und haben die schweren Proben, denen sie unterworfen worden sind, gut bestanden. Eisenmangel war auch hier der Anlaß zu den Versuchen. Es wurden 4 derartige Wagen gebaut, von denen 2 nur im oberen Gestell, 2 auch in den unteren Drehgestellen in Eisenbeton ausgeführt worden sind. Die Drehgestelle wurden Fahr- und Stoßproben, die ganzen Wagen lotrechten Belastungsproben und vor allem Proben durch die Rückstöße auf ihnen aufgestellter schwerster Geschütze unterworfen. Es sind dabei lotrechte Belastungen bis zu 1400 t auf den Wagen ausgeübt worden, ohne daß sich Schäden gezeigt hätten. Die ausführenden Ingenieure kamen daher zu dem Ergebnis, daß der Eisenbeton-Bauweise auch für Zwecke dieser Art aus Gründen der hohen Widerstandsfähigkeit, aber auch der Wirtschaftlichkeit eine Zukunft bevorstehe. —

Literatur.

Die Grundwasserabsenkungsmethode in ihrer Anwendung auf den Unterwassertunnelbau unter besonderer Berücksichtigung der Groß-Berliner Verhältnisse. Dr.-Ing. Max Enzweiler, Charlottenburg. Berlin 1919. Verlag E. Opitz, Inh. W. Bohnenkamp, Dortmund.

Diese Schrift beschreibt die Grundwasserabsenkung im Spreebett an der Jannowitzbrücke, die beim Bau der A. E. G.-Bahn ausgeführt werden mußte. Unter Anlehnung an diesen Bau und die anderen im Weichbilde von Berlin ausgeführten Bauten im Spreebett wird eine wissenschaftliche Begründung der Möglichkeit der Grundwasserabsenkung in einem Flußbett versucht. Diese Untersuchungen beruhen auf einem mit großem Fleiß zusammengetragenen Beobachtungsmaterial, das bei den obenangeführten Bauten und bei der Spreekreuzung der Siemensbahn gesammelt worden ist. Es ist bei diesem Werk aber der Irrtum unterlaufen, daß nicht genau das Groß-Berliner Gebiet umgrenzt wird. Es kann sich bei diesen Betrachtungen natürlich nur um das Berliner Gebiet handeln, das im Urstromtal liegt. Es wird also hier der Grundwasserstrom des Urstromtales behandelt. Die Spreeerinne liegt infolge ihres verschlammten Bettes in diesem Ursprungstal drin, wie ein kleiner, verschlammter Bach in einem sandigen Gelände. Der Zusammenhang des Grundwasserstromes mit dem Spreewasser hat also auf einer großen Strecke der Spree überhaupt aufgehört. Erst außerhalb Berlins stehen Spreewasser und Grundwasserstrom wieder im Zusammenhang. Es wird jedem Wasserbauer, der sich mit Grundwasserabsenkungen beschäftigt, empfohlen, dieses Werk aufmerksam zu lesen. K. Domke.

Inhalt: Eine Eisenbahnbrücke über die Sieg in Niederscheldern i. Rhld. — Von der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin. (Schluß). — Betonhohlsteine Bauweise Tilgner. — Vermischtes. — Literatur. — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.). —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.).

Tagesordnung für die 43. ordentl. Generalversammlung

am Mittwoch, den 16., Donnerstag, den 17. und Freitag, den 18. Juni 1920, vormittags 10 Uhr, in der „Stadthalle“ zu Heidelberg.

1. Erstattung des Jahresberichtes durch den Vorsitzenden des Vereins Hr. Dr. Müller-Rüdersdorf.
2. Erstattung des Kassenberichtes durch den Kassierer des Vereins Hr. Kommerz.-Rat M. Kuhlemann-Misburg.
3. Wahl der Rechnungsprüfer nach § 12 der Satzungen.
4. Vorstandswahl nach § 4 der Satzungen.
5. Bericht der Normensand-Kommission, erst. durch Hr. Dr. K. Goslich-Berlin.
6. Bericht über die Tätigkeit des Laboratoriums-Ausschusses, erst. durch Hr. Dipl.-Ing. E. Wecke-Bernburg.
7. Bericht über die Tätigkeit des Vereinslaboratoriums durch Angliederung einer wissenschaftlichen Abteilung, Berichterstatte Hr. Dr. Müller-Rüdersdorf.
8. Beschlußfassung über die Erweiterung des Vereinslaboratoriums durch Angliederung einer wissenschaftlichen Abteilung, Berichterstatte Hr. Dr. Müller-Rüdersdorf.
9. „Aufgaben der Cement- und Mörtelforschung in Wissenschaft und Technik“, Vortr. geh. von Hr. Dr. Hans Kühl-Berlin-Lichterfelde.
10. „Die Fabrikationsdiagramme der deutschen Zementfabriken und ihre Abänderungen infolge Einführung neuer Maschinen und Ofensysteme“, Vortrag mit Lichtbildern, geh. von Hr. Dr. Müller-Rüdersdorf.
11. Bericht über die Mitarbeit des Vereins in der Brennkraft-technischen Gesellschaft, erst. durch Hr. Dr. Kneisel-Höver b. Hann.
12. Bericht über die Tätigkeit des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, erst. durch Hr. Dr. K. Goslich-Berlin.
13. „Zerstörungerscheinungen an Porzellan-Isolatoren“, Vortr. m. Lichtbildern, geh. von Hr. Dir. Rudolf Grimm-Göschwitz a. S.
14. Bericht des Hr. Doz. Dr. Endell-Berlin-Steglitz über die von ihm im Auftrage des Vereins ausgef. Arbeiten mit kieselsäurereichen und eisenoxydreichen Zementen. Mit Lichtbildern.
15. „Ueber Zerschmetterungsfestigkeiten und ihre Beziehung zur Druckfestigkeit“, Berichterstatte Hr. Dr. Framm-Karlshorst.
16. „Ueber Reaktionen beim Brennen von Zementrohmehlen“, Vortr. geh. von Hr. Prof. Nacken-Greifswald. Mit Lichtbildern.
17. „Die Verwendung von schwedischem Schiefer und von Oelschiefer überhaupt“, Vortr. geh. von Hr. Dir. Dr. Killig-Degerhamm (Schwe-Holter-Brevik (Norwegen)).
18. „Die Gewinnung von Kalibei der Zementfabrikation“, Vortr. geh. von Hr. Dir. wuchs“, Vortr. geh. von Hr. Prof. Dr. Ewert, Vorst. der botan. Versuchsstation in Proskau.
19. Bericht über die Tätigkeit des Wirtschaftlichen Ausschusses, erst. durch Hr. Gen.-Dir. F. v. Prondzynski-Groschowitz.
20. „Arbeitsleistungen und Selbstkosten in der Zementindustrie seit 1914“, Vortr. m. Lichtbildern, geh. von Hr. Dir. Rud. Grimm-Göschwitz a. S.
21. „Die österr. Güteformel für hochwertige Spezialzemente und die deutschen Portland-Zemente“, Vortr. m. Lichtbildern, geh. von Hr. Dr. Framm-Karlshorst.
22. „Störungerscheinungen beim Abbinden des Zementes durch Fremdkörper im Mörtel“, Vortr. m. Lichtbildern, geh. von Hr. Dr. Müller-Rüdersdorf.
23. „Ueber Steinkohlen, insbes. deren Gewinnung“, Vortr. m. Lichtbildern, geh. von Hr. Dir. Ahlbach-Rüdersdorf.
24. Geschäftliches.

Ergänzungen und Abänderungen der Tagesordnung bleiben vorbehalten. Eintrittskarten zur Generalvers. bis zum 10. Juni d. Js. beim Vorsitzenden des Vereins anzufordern. Mittwoch, den 16. Juni ds. Js. findet nach Schluß der Verhandlungen, nachmittags 3 Uhr ein gemeinschaftliches Mittagessen mit Damen statt. Anmeldungen bis zum 1. Juni d. Js.

Kalkberge (Mark), 5. Mai 1920.

Der Vorstand des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.). Dr. Müller, Vorsitzender.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

№ 8.

Eine Eisenbahnbrücke über die Sieg in Niederschelden i. Rhld.

Von H. J. Kraus, Ingenieur der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düsseldorf. (Schluß.)

Hierzu die Abbildungen Seite 60.



Für den Beton der Gewölbe wurde ein Mischungsverhältnis von 1 : 7 in Anwendung gebracht. Die Ausbildung der Scheitel- und Kämpfergelenke (siehe Abbild. a. f. S.) geschah so, daß im oberen und unteren Drittel des Bogens eine dreilagige Pappschicht eingelegt wurde, um an diesen Stellen die Uebertragung von Kräften und

stellung erfolgte in der Weise, daß zuerst der Bogenteil rechts oder links von einer, in der Ebene der Gelenkfugen aufgestellten Schalwand betoniert wurde; nach kurzem Abbinden des Betons und nach Entfernung der vorhin erwähnten Schalwand wurde das mittlere Gewölbedrittel nach einer Schablone in einem flachen Bogen geformt und geglättet, um eine Bewegung der beiden Bogenhälften bezw. der Bögen und Kämpfer gegeneinander zu ermöglichen. In der Mitte der Gelenkfugen war vorher eine Eisenbewehrung von 8 Rundeisen von 30 mm Durchm. auf 1 lfd. m Gewölbe verlegt; unter Be-

ungünstige Kantenpressungen zu verhindern. Die Her-

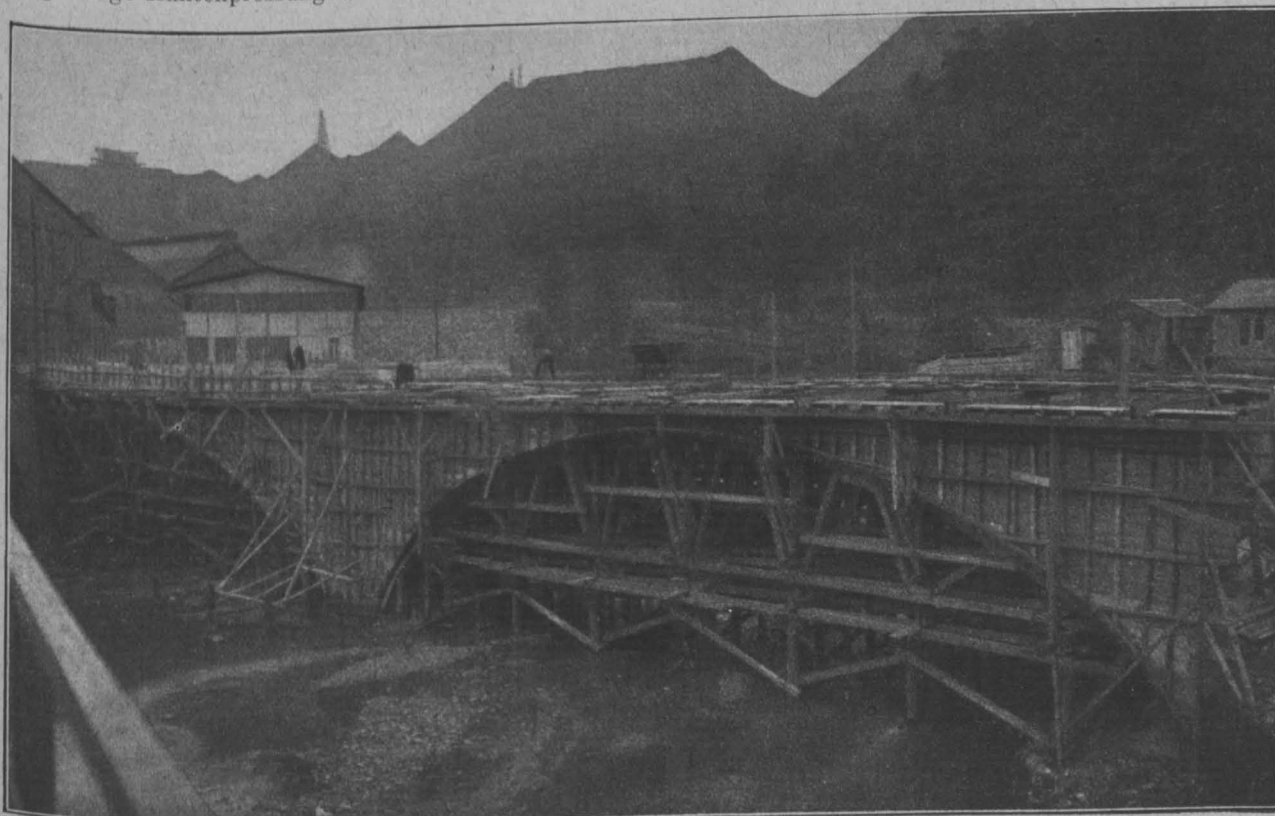


Abbildung 11. Brückengewölbe mit Lehrgerüst und Stirnschalung.

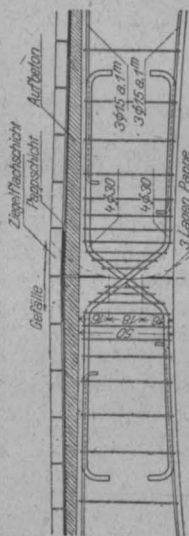
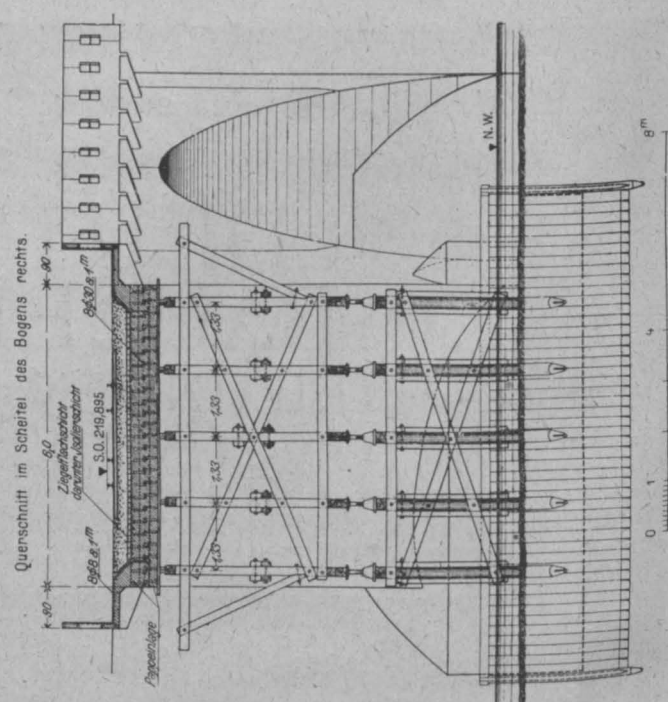
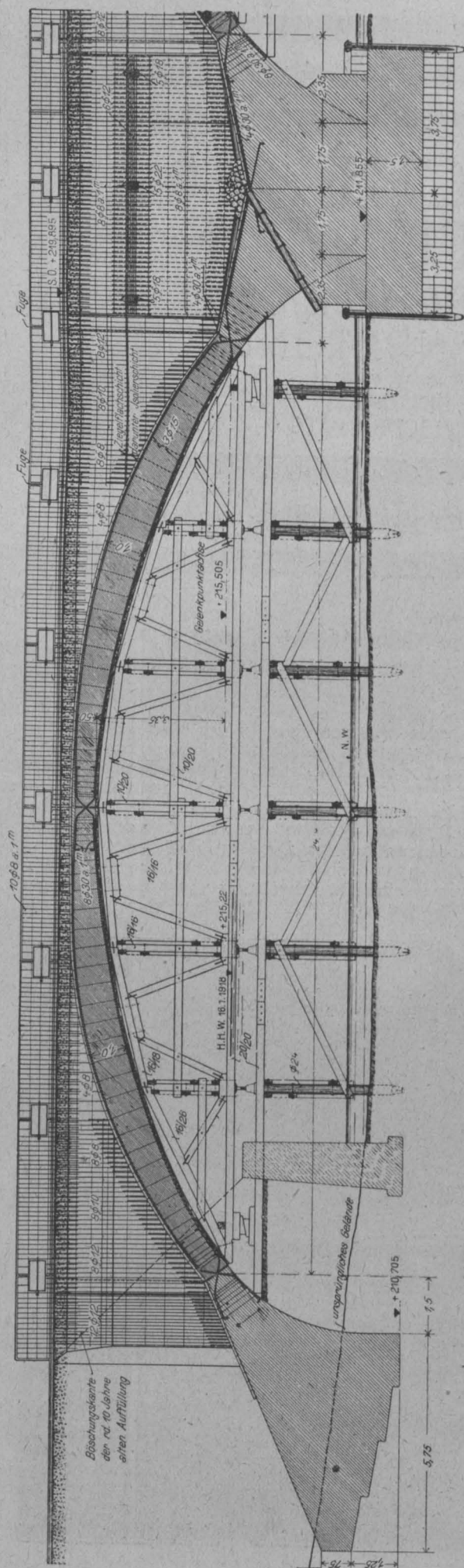


Abbildung 7. Ausbildung des Scheitelgelenkes.

Abbildung 8. Brückenquerschnitt mit Lehrgerüst.

rücksichtigung dieser Eisen-
einlagen beträgt die größte Be-
anspruchung in den Gelenken
50 kq/cm², was im Hinblick auf
den zur Verarbeitung gekom-
menen Beton, der 1:3 gemischt
wurde, nicht groß ist. Die hier
zur Anwendungsgebrachte Aus-
bildung der Gelenke stellt zwar
keine ideale Konstruktion dar,
jedoch ist für den vorliegen-
den Fall die Lage der Stütz-
linie im Scheitel und Kämpfer
genügend genau festgelegt.

Ein Bild der gesamten Gewölbe-Bewehrung zeigt Abbildung 9, S. 60.

Auf den Brückengewölben bauen sich die Stirnmauern auf, die in Eisenbeton mit niedrigen Material - Beanspruchungen

ausgebildet sind und die zusammen mit den Fußwegen und Brüstungen erst nach dem Ausrüsten der Gewölbe betoniert wurden. Ueber den Bögen sind die Stirnwände als unten im Gewölbe eingespannte Kragträger ausgebildet, während über dem Mittelpfeiler die Mauern als freiaufliegende Träger mit überkragendem Ende ausgeführt wurden. Der Auflagerdruck wird unten durch den Mittelpfeiler und oben durch 3 Zugstangen aufgenommen, auf welche die Kräfte durch in Höhe der Zugstangen in den Stirnmauern angeordnete Horizontalträger übertragen werden. (Vergl. Querschnitt Abbildung 5 in No. 7 und Längsschnitt Abbildung 6.)

Von den Stirnmauern kragen oben 0,9 m weit die Fußwege aus, die an den äußeren Rändern eine massive Brüstung von 10 cm Wandstärke tragen; zur Belebung des Aussehens der Brücke, die im übrigen entsprechend ihrer Lage und ihrem Zweck als Nutzbau fast ganz ohne Schmuck und ohne jede Bearbeitung der Flächen geblieben ist, sind in den Brüstungen Durchbrechungen angeordnet, die durch einen eingelegten Rundeisenstab wagrecht unterteilt sind. Zur Vermeidung von Rissen erhielten die Brüstungen an jeder Durchbrechung eine Dehnungsfuge; die Eisenstäbe in den Oeffnungen wurden an einem Ende beweglich eingelegt.

Die Brückengewölbe, sowie die Mittelpfeiler wurden zum Schutz gegen eindringende Feuchtigkeit auf den Rückenflächen mit einem zweimaligen Asphaltanstrich versehen; ebenso wurden die hinteren Flächen der Stirnmauern isoliert. Das über dem mittleren Teil der Brücke sich sammelnde Tageswasser wird nach

dem Mittelpfeiler geführt und fließt von hier durch eine Rohrleitung in die Sieg ab; das über den beiden äußeren Teilen der Brücke sich sammelnde Wasser läuft hinter die Widerlager und versickert dort. Zum Schutz der Isolierung gegen Beschädigungen beim Hinterfüllen der Brücke durch hoch herabfallendes Füllmaterial und um gegen Schäden durch Einwirkungen der Werkzeuge beim Stopfen der Gleise gesichert zu sein, erhielten die Rückenflächen der Gewölbe noch eine Abdeckung aus einer trocken verlegten Schlackenstein-Flachschicht.

Der Mittelpfeiler und die Widerlager der Brücke wurden auf festen Kies gegründet; die höchste Beanspruchung des Baugrundes beträgt $4,3 \text{ kg/cm}^2$.

Beim Bau des Mittelpfeilers war das Rammen von Spundwänden erforderlich (vergl. Abbild. 10, S. 60), der Wasserandrang war so stark, daß die Baugrube nur mittels zweier Zentrifugalpumpen von 250 und 150 mm Rohrweite trocken gehalten werden konnte. Der Mittelpfeiler erhielt an den Rückenflächen zur Aufnahme der auftretenden Zugspannungen eine Bewehrung von 2 Rundeisen von 30 mm Durchm. auf 1 lfd. m, die in Pfeilermitteln gestoßen sind und um Haftlänge über einander greifen. Die Eisen sind nach der anderen Richtung hin bis durch die Kämpfergelenke der Bögen geführt und bilden hier einen Teil der Gelenk-Bewehrung (vergl. Abbildung 6). Beim rechten Widerlager ergaben sich beim Bau insofern Schwierigkeiten, als das ganze Widerlager unter einer Gleisanlage, die in Betrieb bleiben mußte, auszuführen war. Es wurde daher vom Siegbett aus die hier bestehende Stützmauer durchbrochen, wie aus Abbildung 10 zu ersehen ist, und die Baugrube stollenartig unter den Gleisen hergestellt. Der Wasserzufluß war bei den beiden Widerlagern nur gering, da die Gruben gegen das Siegbett durch die vorhandenen Stützmauern abgedämmt waren. Der Beton der Widerlager und des Pfeilers wurde teilweise unter Verwendung von hierzu geeigneter Hochofenschlacke hergestellt und auch in den Fundamentsohlen im Trocknen eingebracht. Zu diesem Zweck erhielten die Baugrubensohlen eine Drainage, die in einfacher Weise aus grobem Kies hergestellt waren und durch die das Wasser dem seitlich von der Baugrube angeordneten Pumpen-

schacht zugeführt wurde. Die Lehrgerüste der Brücke standen auf gerammten Pfählen; die entwurfsgemäße Höhenlage der Bögen wurde durch richtiges Einstellen der Schraubenspindeln erzielt, die zwischen Unter- und Obergerüst eingebaut waren und die auch nach Fertigstellung der Brücke zum bequemen Ablassen der Lehrgerüste dienten. (Vergl. Abbildungen 6, 8 und 11.)

Beim Aufstellen der Gerüste wurde mit einer Scheitelsenkung der Brücke infolge Formänderung des Lehrgerüsts, ferner infolge des Ausweichens der Widerlager und des elastischen Zusammendrückens des Bogenbetons mit einer Scheitelsenkung von rd. 10 cm gerechnet. Um dieses Maß wurden die Gerüste im Scheitel überhöht aufgestellt.

Beim Betonieren trat nun eine Senkung im Scheitel von 2,5 cm ein; beim Ablassen der Gerüste zeigten die Meßinstrumente eine Scheitelsenkung von 1,65 cm, während ein Ausweichen der Widerlager nicht festzustellen war. Hierzu kommen dann noch die Senkungen, die hervorgerufen werden durch die Last der Stirnmauern mit Fußwegen und Brüstungen, die Last der Auffüllung und durch die Verkehrslast. Es ist jedoch vorausszusehen, daß die durch Rechnung ermittelte Senkung des Scheitels in Wirklichkeit nicht ganz erreicht wird.

Das Betonieren der beiden Bögen erfolgte in einzelnen Querlamellen in einer bestimmten Reihenfolge, um eine ziemlich gleichmäßige Belastung der Lehrgerüste zu erzielen bzw. um Verdrückungen derselben zu vermeiden; das Betonmaterial wurde aus 1 Teil Zement und 7 Teilen Kies und Sand gemischt und erdfeucht auf die Schalung gebracht, nachdem vorher das gesamte Eisengerippe verlegt worden war. Die Ausrüstung erfolgte nach 40 Tagen, wobei die vorhin schon erwähnte Scheitelsenkung beobachtet wurde.

Die gesamten Brückenarbeiten wurden im September vor. Jahres beendet; die Inbetriebnahme erfolgte erst im Frühjahr 1920.

Die Aufstellung des Entwurfes und die Ausführung der Brücke erfolgte durch die „Allgemeine Hochbau-Gesellschaft m. b. H. in Düsseldorf“ unter der Leitung des Verfassers. —

Der Erweiterungsbau des Gaswerkes Dresden-Reick.

Von Dipl.-Ing. Hommel in Dresden.

Der Erweiterungsbau des städtischen Gaswerkes Dresden-Reick, der in den No. 5 und 6 bereits in seiner Gesamtanlage besprochen worden ist, weist zwar in statischer Hinsicht keine hervortretenden Neuheiten und Besonderheiten auf, er bietet aber in Bezug auf seine konstruktive Durchbildung eine ganze Reihe von Anregungen, die bei Errichtung ähnlicher Bauwerke der Beachtung wert sind. Seine Ausführung fiel in die Kriegsjahre 1916—1918. Damit ist schon ausgedrückt, daß es galt, an Kosten und Baustoffen zu sparen und deshalb so wirtschaftlich wie möglich zu konstruieren. Wenn dies gelungen ist, so ist es wesentlich der Zusammenarbeit von Architekt, Bau- und Betriebsingenieur zu danken. Der erstere hat bei seinen Plannungen allenthalben für die Haupttragteile die vom Ingenieur errechneten Mindestabmessungen zugrunde gelegt; Architekt und Konstrukteur haben auf die Erfordernisse des Betriebes weitestgehend Rücksicht genommen. Als Baustoff ist Eisenbeton in umfangreichster Weise angewandt und nur an den Stellen durch Eisen ersetzt worden, wo bestimmte Gründe dafür vorlagen. Mauerwerk ist bei den zur Werkserweiterung errichteten Neubauten fast nicht zur Ausführung gelangt. Von diesen Bauwerken sind die erwähnenswertesten: das neue Ofenhaus, eine Hochbahn für Eisenbahnbetrieb, der damit in Zusammenhang stehende Unterbau einer Schiebebühne und die Tragkonstruktion für eine Elektrohängebahn für Kohlenförderung, die zugleich als Laufbahn für einen Kran von mehr als 50 m Stützweite dienen soll.

Das vorläufig nur zur größeren Hälfte erbaute Ofenhaus (vergl. Abbildung S. 38 in No. 5) ist eine Halle von 16,6 m lichter Weite zwischen den Umfassungen und 17,6 m lichter Höhe bis Binderunterkante. Die etwa 18 m hohen Eisenbetonpfeiler weisen einen Querschnitt von $160 \cdot 80 \text{ cm}$ auf. Dieser wurde bedingt durch die sehr erheblichen Auflagerdrücke der eisernen Binder mit angehängten Kohlenbunkern, durch die exzentrische Belastung seitens der um das Gebäude herumlaufenden Elektro-Hängebahn mit darun-

ter angeordneter Schutzdecke und insbesondere durch den aufzunehmenden Winddruck. Da nämlich das Ofenhaus in vollkommen freier Lage errichtet ist, so bietet das 68 m lange und einschl. Dach 28 m hohe Gebäude eine große Angriffsfläche. Wagrechte Versteifungen der Umfassungen sind außer den Bindern nicht vorhanden. Der gekennzeichneten Beanspruchung der Pfeiler entsprechend mußten auch deren Fundamente, trotz einer als zulässig erachteten Bodenbeanspruchung von 3 kg/cm^2 , beträchtliche Abmessungen erhalten. Es wäre konstruktiv und wirtschaftlich zweifellos vorteilhafter gewesen, wenn auch die Binder aus Eisenbeton hätten hergestellt werden können, sodaß aus diesen und den Pfeilern Rahmen entstanden wären. Leider standen dem gewichtige Gründe entgegen, insbesondere der, daß die in der Halle vorgesehenen Gaserzeugungsöfen dringend gebraucht wurden und deshalb so früh als möglich in Betrieb gesetzt werden sollten. Da ihre Herstellungszeit auf wenigstens 9 Monate berechnet wurde, so sollte ihr Bau gleichzeitig mit dem des Hauses von stattem gehen, und es war ausgeschlossen, Schalungsgerüste im Inneren des Gebäudes aufzustellen. Es mußte zur Verwendung eiserner Binder gegriffen werden, die an einem Ende der Halle zusammengesetzt, hochgezogen und mittels eines an den Umfassungen entlang laufenden Bockkranes bis zu ihrem Standorte geschafft werden konnten. An die Binder wurde dann ein Arbeitsgerüst angehängt, sodaß es möglich war, den Ausbau des Dachgeschosses, insbesondere die Montage der Kohlenbunker usw., vorzunehmen, ohne die Arbeiten am Ofenbau zu stören.

Die Außenwände der Dachaufbauten sowie die Abschlußwände des Bunkerraumes sind in Monierbauweise ausgeführt. Aus Gründen der Feuersicherheit kommen für das Ziegeldach statt hölzerner Sparren und Latten Eisenprofile zur Anwendung. Von den Umfassungen wurden außer den Haupttragpfeilern nur die Unterzüge zwischen diesen und die Zwischensäulen an Ort und Stelle in der Schalung betoniert. Die Herstellung der eingeschobenen, 6 cm starken Eisenbeton-Wandplatten erfolgte in Formen. Um das spätere

Einsetzen sowohl dieser Platten wie auch der eisernen Fenster bewirken zu können, erhielten die Haupt- und Zwischensäulen lotrechte, seitliche Nuten. Die Trennwand zwischen dem Ofenhaus und dem Generatorenanbau (an einer Längsseite) wurde dagegen als 10 cm starke Monierwand zwischen den Hauptpfeilern ausgeführt. In erwähntem Anbau wird das Dach von Eisenbeton-Unterzügen getragen. Die gegen die Anwendung von Eisenbetonbindern bei der Ofenhalle maßgebend gewesenen Gründe fielen hier fort. Das Dach selbst mußte aber als Pappdach auf Holzschalung hergestellt werden, weil die Generatoranlage als Kesselanlage anzusehen ist und demnach den einschlägigen behördlichen Forderungen entsprechend mit leichter Bedachung zu versehen war. Zur Speisung der Generatoren sind über dem ebenfalls im Anbau untergebrachten und durch eine Eisenbetondecke und Eisenbetonwände abgeschlossenen Maschi-

gebrachte leichte, eiserne Treppen kommt man sowohl nach dieser Schutzdecke, wie auch nach dem Dachgeschoß. Um jederzeit zu den Fenstern der Halle gelangen zu können, wurden unterhalb derselben an der Innenseite der Umfassung ebenfalls schmale Galerien angeordnet. Ihre Ausführung war wegen der Verbindung mit den eisernen Treppen und den Galerien der Ofen erst nachträglich möglich, und so erhielten sie eine eiserne Tragkonstruktion. Der übliche Riffelblechbelag wurde aber sowohl hierbei wie bei den Laufstegen, Bedienungspodesten usw. fast durchgehend durch in der Form hergestellte Eisenbetonplatten ersetzt.

Das Ofenhaus wird im ausgebauten Zustand eine Länge von 124 m haben. Es war deshalb erforderlich, Ausgleichfugen vorzusehen. Mit Rücksicht auf die Betriebsanlagen ergaben sich als die einzig möglichen Stellen hierfür die Anschlüsse der beiden Seitenteile des Gebäudes an den Mittelbau. Auch in baulicher Hinsicht war diese Lösung die beste, da vorläufig nur der Mittelbau und der östliche Seitenteil errichtet worden ist.

Die für den Antransport der Kohle mittels Eisenbahnwagen benötigte, durchgehends in Eisenbeton ausgeführte Hochbahn (vergl. Abbildung 1) verläuft parallel zum Ofenhaus und hat eine Länge von etwa 170 m. Sie ist durch Trennungsfugen in 5 bis zu 38 m lange Stücke geteilt, die je 6 Tragpfeiler und je 5 Öffnungen von etwa 7 m lichter Spannweite aufweisen. Nur das östlichste Stück ist wegen der schrägen Ueberbrückung eines vorhandenen Flutgrabens verändert durchgebildet worden. Während man sich beim Ofenhaus damit begnügen mußte, an den Ausgleichfugen Decken und Unterzüge beweglich aufzulegen, was bekanntlich vielfach mit konstruktiven Schwierigkeiten verknüpft ist, konnten bei der Hochbahn Doppelstützen angeordnet und damit eine vollständige Trennung bis zum Fundament herunter erreicht werden. Die Stärke dieser Stützen beträgt 30 cm, die der übrigen 50 cm, die Stützenbreite 55 cm. Sie sind aufgelöst in 2 oben durch einen Unterzug verbundene Eisenbetonpfeiler und stehen auf einem Stampfbetonfundament. Zur Unterstützung der beiden Schienen des Gleises dienen durchlaufende, für den vorgeschriebenen Lastenzug berechnete Unterzüge. Sie tragen zugleich die Decke, welche sich an der Ofenhauseite auf einen Randunterzug, an der Seite nach dem Kohlenplatz auf die Eisenbeton-Abschlußwand stützt. Letztere hat den Druck der bis zu 8 m Höhe geschütteten Kohle aufzunehmen und ist deshalb als durchlaufender, auf die Brückenpfeiler aufgelagerter Träger wagrecht bewehrt. Die unter der Hochbahn entstandenen

Räume sind zu Betriebszwecken, Aborten usw. ausgenutzt. Ihre vorderen Abschlußwände bestehen wie die des Ofenhauses aus nichttragenden Zwischensäulen mit seitlichen Nuten, in welche die Wandplatten, Türen und Fenster eingesetzt sind.

Die Deckenoberfläche hat geriffelten Zementestrich mit Gefälle nach der Mitte hin erhalten. Die Schienen lagern auf rechteckigen Betonbuckeln mit eingesetzten Hartholzklötzchen zur Aufnahme der Schienenschrauben, sodaß das Wasser ungehindert unter ihnen durch nach den in Brückenmitte angeordneten Abläufen gelangen kann.

Einige Schwierigkeit bereitete der Einbau von zwei Waggonwagen (Abbildung 2) in die Hochbahn, während sich die beiden größeren Bunker, in welche beim Entleeren der Bahnwagen mittels des Waggonkippers (Abbildung 3) die Kohle hineinfällt, ohne weiteres mit der Brückenkonstruk-

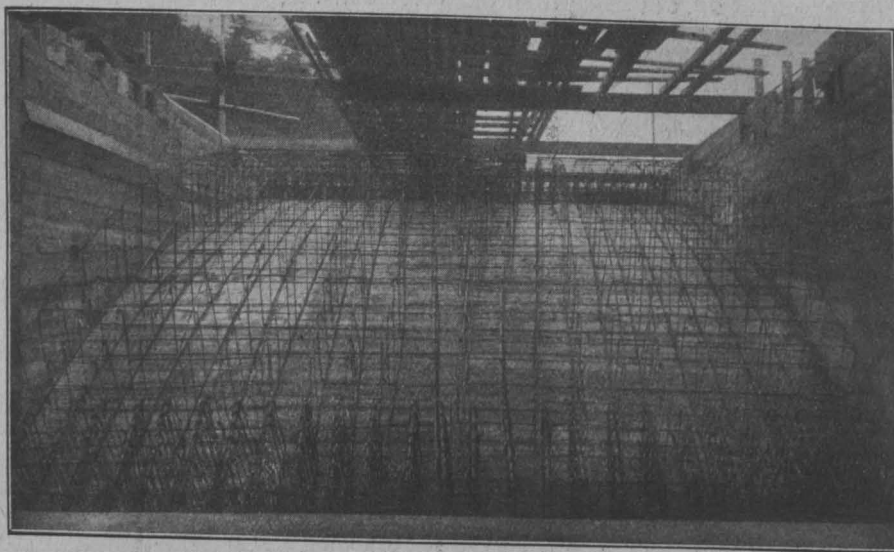


Abbildung 9. Bewehrung der Gewölbe.

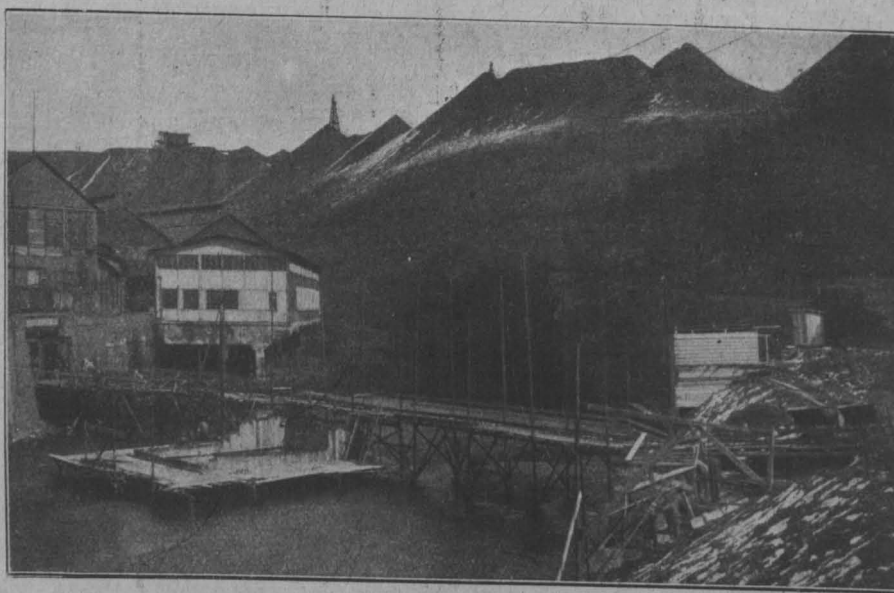


Abbildung 10. Gründung des Mittelpfeilers und Transportgerüst.
Eine Eisenbahnbrücke über die Sieg in Niederschelden i. Rhld.

nenraum einige Koksunker angeordnet. Da die scharfkantigen Koksstücke Betonflächen stark angreifen, so würden die Innenflächen dieser Eisenbetonbunker mit Klinkerplatten ausgekleidet.

Unter der um das Ofenhaus außen herumlaufenden Hängebahn zum Kokstransport (vergl. den Querschnitt Abbildung 4 in No. 5 und Abbildung 11 in No. 6), deren Schienen von eisernen, in die Eisenbetonschäfte eingesetzten Konsolen getragen werden, mußte als Sicherheit gegen herabfallende Koksstücke eine Schutzdecke vorgesehen werden, welche gleichzeitig den Zugang bei etwaigen Störungen des Bahnbetriebes ermöglicht. An den Pfeilern angebrachte Eisenbetonkonsolen bilden die Unterstützung für die in der Gebäudelängsrichtung gespannte Deckenplatte. Als äußerer Abschluß der Galerie dient eine 10 cm starke Eisenbeton-Brüstung. Durch im Inneren des Ofenhauses an-

tion verbinden ließen. Die obere Welle dieses Kippers findet ihr Auflager auf zwei oben verbundenen kräftigen Eisenbetonböcken. Für die Wagen, den Kipper und andere kleine

Ofenhaus und beim Abschluß der Räume unter der Hochbahn aus Eisenbetonsäulen mit dazwischen eingesetzten Platten, Türen und Fenstern bestehen.

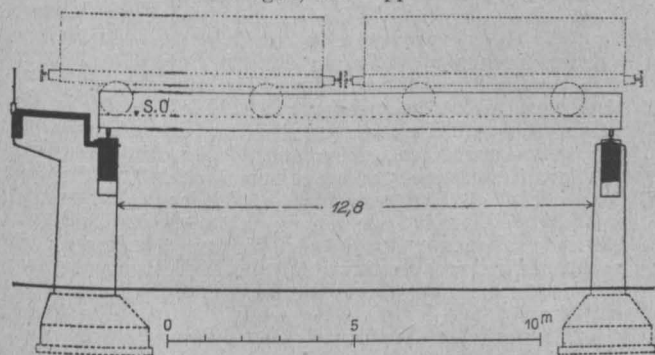
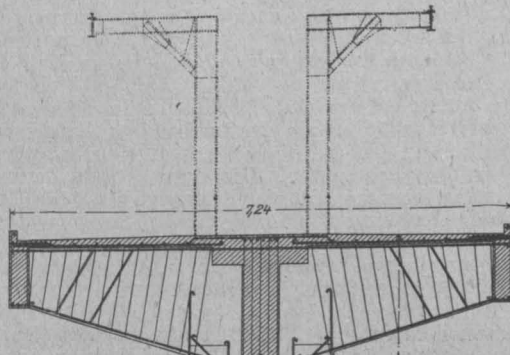


Abbildung 4. Schiebebühne.



Querschnitt durch die Hochbahn und Elektrohängebahn.

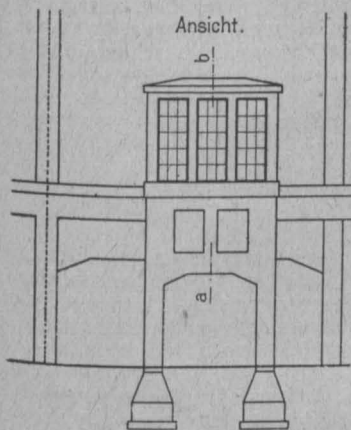
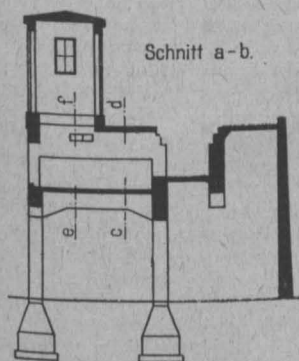
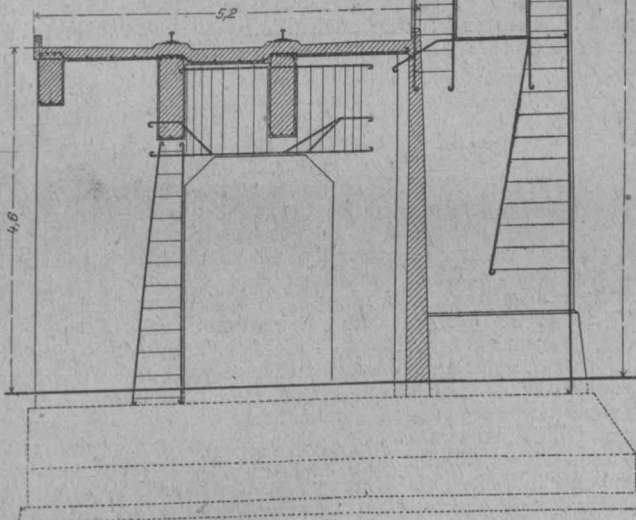


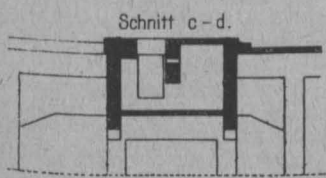
Abbildung 1 (rechts).



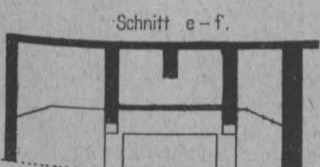
Abbildungen 2 a—d (links). Waggon-Wage eingebaut in die Hochbahn.



Schnitt a-b.

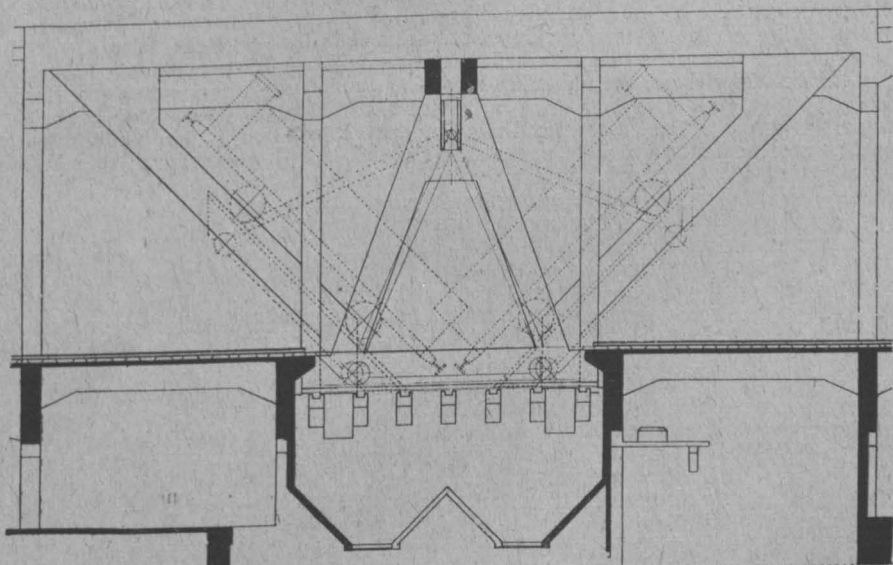


Schnitt c-d.



Schnitt e-f.

Abbildung 3 (rechts). Längsschnitt durch den Waggon-Kipper.



Der Erweiterungsbau des Gaswerkes Dresden-Reick.

Anlagen mit maschinellern Betrieb sind Bedienungshäuschen errichtet worden, deren Wände in ähnlicher Weise wie beim 12. Juni 1920.

Die Tragkonstruktion für die Elektro-Hängebahn zur Kohlenförderung ist in ihrem unteren

Teil mit der Hochbahn eng verbunden, Pfeiler und Fundamente sind vereinigt und die Ausgleichfugen in gleicher Weise durchgeführt (vergl. Abbildung 1). Die durchbrochenen Pfeiler haben oben nach beiden Seiten ausgekragte Konsolen zur Unterstützung der Schutzdecke unter der Bahn. Die Schienen der letzteren sollen durch in die Konsole eingesetzte eiserne Galgen getragen werden. Ueber den Mitteln der Pfeiler entlang läuft eine Längsschwelle aus Beton, bestimmt zur Aufnahme der Laufschiene des über den ganzen Kohlenplatz hinwegreichenden, fahrbaren Kranes von über 50 m Spannweite. Die durch diesen hervorgerufene Vertikalbelastung ist ziemlich erheblich. Sie besteht aus einem Lastenzug von 4 Rädern mit je 28 000 kg Druck. Demnach war der unter der Längsschwelle angeordnete Unterzug zu berechnen, was, wie für die Gleisunterzüge der Hochbahnbrücke, mit Hilfe von Einflußlinien geschah, da es sich wie dort um einen durchlaufenden Träger handelte. Für die Dimensionierung der Pfeiler kamen außer den Vertikallasten auch wagrechte Kräfte in Betracht. Jedes Kranrad kann eine Horizontalkraft von 2700 kg hervorbringen, und nebenher bietet die massive Unterkonstruktion mit der über 7 m breiten Decke und dem 1,2 m hohen, mittleren Unterzuge eine beachtenswerte Angriffsfläche für den Wind. Um das Abschütten der Kohle von den Hängebahnwagen in den Bunker unterhalb des Kippers zu ermöglichen, sind zu beiden Seiten desselben zwei mehrfach gewundene Eisenbetonschläuche von etwa 90 · 90 cm Querschnitt mit trichterförmiger, oberer Erweiterung angeordnet worden.

Erhöhung der Widerstandsfähigkeit hölzerner Zugpfähle.

Von Stadtgenieur Alfons Schroeter, Berlin.

Die in gleichnamigem Aufsätze in No. 3 der „Mitteilungen“ vorangeschickte Beurteilungsweise der Widerstandskraft gerammter Pfähle gegen Herausziehen bedarf einer Berichtigung. Der an der Gotzkowsky-Brücke vorgenommene Ziehversuch sowie die Bedeutung von natürlichen oder künstlichen Erhöhungen an der Pfahloberfläche sollen hierbei besprochen werden. Der jetzige Stand der Pfahltechnik soll maßgebend sein.

Zunächst sei der angeführten Angabe Brennecke's gefolgt, daß der Zugwiderstand eine Funktion ($5/8$ bis $3/4$) der Tragfähigkeit ist. Es wird hierbei vorausgesetzt, daß beim Ziehen und Drücken der Reibungswiderstand maßgebend ist und im letzteren Falle ein verhältnismäßig geringer Zuschlag für den Verdrängungswiderstand an der Pfahlschulter anzurechnen ist. Danach wäre also zunächst die Pfahltragfähigkeit aus den Rammresultaten nach einer der älteren oder neueren Rammformeln zu errechnen und der Sicherheitsgrad je nach der vorliegenden Bodenart und dem Gültigkeitsbereich der gewählten Rammformel anzusetzen, sodann die erhaltene zulässige Druckbelastung mit $5/8$ bzw. $3/4$ zu multiplizieren, um die zulässige Zugbeanspruchung zu erhalten. Im Hinblick auf die günstigen einwandfreien Zugversuche und den bereits berücksichtigten Sicherheitsgrad kann man stets den oberen Grenzwert $3/4$ wählen. Voraussetzung hierfür ist jedoch, daß die Kraftübertragung am Pfahlkopf mit Sicherheit gewährleistet ist. Dies ist in der Praxis durchaus nicht immer der Fall, sei es bei reiner Zugübertragung oder bei Bockverbindungen. Letztere zeigen eine hohe Empfindlichkeit gegen Biegebungsbeanspruchungen bereits bei geringstem Nachgeben des Schrägpfahles. Für diese Unsicherheiten einen Ausgleich beim Sicherheitsgrad des Rammpfahles zu wählen und aus diesem Grunde von einer bedeutend verminderten Widerstandsfähigkeit des Zugpfahles im Vergleich zum Druckpfahl zu sprechen, ist wohl nicht angängig. Es wird lediglich eine weit größere Sorgfalt in der konstruktiven Durchbildung der Übertragungsmittel anzupfehlen sein. Dann kann der Zugwiderstand voll ausgenutzt werden unter besonderer Berücksichtigung der meist nicht beachteten aber wichtigen Biegespannungen. Auf letztere hat die Pfahllänge einen vergrößernden, auf den Trag- und Zugwiderstand ebenfalls einen vergrößernden Einfluß, weshalb möglichst kurze, dafür aber zahlreichere Pfähle stets eine größere Gesamttragfähigkeit versprechen.

Es geht also nicht an, daß Konstruktionsunzulänglichkeiten ihren Ausgleich in einer willkürlichen Herabsetzung des Zugwiderstandes eines Rammpfahles auf 10^t finden, noch weniger, daß diese 10^t dann als Vergleichsgrundlage für einen geschäftlichen Versuch aufgestellt werden. Die zahlreichen, mit wissenschaftlicher Gründlichkeit ausgeführten und in der älteren und neueren Fachliteratur veröffentlichten Ziehversuche lassen selbst den von Brennecke empfohlenen oberen Grenzwert als zu niedrig gewählt erscheinen. Br. macht daher auch die Einschränkung, daß diese Werte nur gelten sollen, wenn der Pfahlkopf nicht mit Boden überschüttet ist, sonst sind Druck- und Zug-

Zur gleichzeitigen Beförderung von je zwei entleerten Kohlenwagen vom Ende der Hochbahnbrücke quer über den Kohlenplatz hinweg nach der Gleisanlage jenseits desselben dient eine Schiebebühne (Abbildung 4), deren Unterbau ebenfalls vollständig in Eisenbeton ausgeführt ist. Sie besteht aus zwei Reihen Pfeilern in 6,75 m Abstand. Diese tragen Unterzüge, auf denen die Laufschiene für den eisernen Schiebebühnenwagen ruhen. Die eine Pfeilerreihe ist außerdem mit Konsolen versehen zur Unterstützung eines 2 m breiten, seitlichen Laufganges. In der Mitte des Schiebebühnen-Unterbaues und bei seinem Anschluß an die Hochbahnbrücke sind Ausgleichfugen gelassen worden, und zwar in gleicher Art wie bei der letzteren, d. h. mit vollständiger Trennung der Stützen bis zum Fundament. Anschließend sei noch bemerkt, daß die Abdichtung der Trennungsfugen in den Decken durch sackförmig gebogene Zinkblechstreifen mit Bleieinlage erfolgte.

Mit den vorstehend kurz beschriebenen ist die Reihe der bei dem Gaserweiterungsbau angewandten Beton- und Eisenbetonkonstruktionen nicht erschöpft. Es gehören weiter dazu eine ganze Anzahl, teilweise sehr verwickelter Fundamente für Generatoren, Wäscher, Maschinen, Behälter, Öfen und Rohrleitungen, ferner Klärgruben, Durchlässe, Stützmauern usw. Die Ausführung der Arbeiten erfolgte durch die A.-G. für Beton- und Monierbau, Zweigniederlassung Dresden, und durch die Firma E. Jakob, Niedersiedlitz-Dresden. —

widerstand einander gleich groß anzunehmen. Wenn die Erklärungen für die einem Zugpfahl widerstehenden Kräfte bei den verschiedenen Bearbeitern des Themas so verschiedene sind, so ändert dies nichts an der Tatsache, daß eine große Anzahl Zugversuche einen höheren Zug- als Druckwiderstand hatten, so daß sich der Brennecke'sche Wert in einem alle Fälle umfassenden Sicherheitsgebiete bewegt, sobald Bodenart, Stärke und Länge des Vergleichs-Druckpfahles denen des Zugpfahles gleich sind. M. E. kann die Erklärung der hohen Zugwiderstände nur in der Saugwirkung des kolbenartig gezogenen und in luftarmen Bodenschichten stehenden Pfahles gefunden werden. Steht der Pfahl im Wasser, ist der Boden klebrig und von solcher kubischen Verdrängungsfestigkeit, daß der beim Rammenden entstehende Reibungswiderstand nahezu vollständig bestehen bleibt, so wird der Widerstand gegen Herausziehen am größten sein. Solche Pfähle konnten in der Praxis häufig nur nach Ersatz gerissener Ketten und Lockerung durch starkes Klopfen in der Rammrichtung gezogen werden. Die Saugwirkung war oft genug hierbei wahrnehmbar wie etwa bei einer undicht gewordenen Kolbenpumpe. Die Saugwirkung wird natürlich je nach der Bodenart und Feuchtigkeit größer oder kleiner. Beide Eigenschaften reagieren aber relativ zum Trag- wie zum Zugwiderstand, so daß auch von diesem Standpunkt die Brennecke'sche Angabe durchaus im Gebiete ausreichender Sicherheit liegt und keine Veranlassung zu sprunghafter Herabsetzung des zulässigen Zugwiderstandes bei Rammpfählen vorliegt.

Ob nun bei Tragpfählen der Reibungswert des Verdrängungswiderstandes oder die Haftfestigkeit an der Mantelfläche oder die Klebrigkeit und bei Zugpfählen außer den genannten Faktoren eine unvollkommene Saugwirkung den wesentlichen Einfluß auf das Festhalten des Pfahles ausüben, jede buckelartige Erhöhung an der Mantelfläche muß diese haltenden Kräfte vermindern, jede von oben bis unten durchgehende Erhöhung aber vergrößern. Die Verminderung wird im kohäsionsreichsten Erdreich und bei tiefster Lage der Buckel oder Knaggen am größten sein, da die in den Boden gepreßte größte Pfahlform (Querschnitt) bestehen bleibt, sodaß die Knaggen oder Ringe beim Herausziehen keinen nennenswerten Widerstand finden. Beim ersten Anziehen wird nur der Reibungsanteil bzw. die Saugwirkung des kurzen Spitzenteiles unter dem Ring widerstehen. Fast auf der ganzen Pfahllänge sind sämtliche wesentlichen Widerstände bei genannter Bodenart ausgeschaltet. Im günstigsten Falle kann bei kohäsionslosen Bodenarten von einem gewissen mechanischen Verbund infolge Knaggenanordnung gesprochen werden, der die verminderte Saugwirkung und den verminderten Reibungsanteil des Verdrängungswiderstandes ersetzt, ob gänzlich, wird sehr verschieden, und zwar desto geringer sein, je größer die Verspannung des Bodens durch kleine Pfahlabstände ist. Wie will man aber die Gewähr für einen reibungsverminderten Knaggenpfahl übernehmen, der außer der Zugbeanspruchung gelegentlich auch Druck aufzunehmen hat wie bei Kaimauern mit starken wasserseitigen Prellkräften und Kranbelastung?

Die mitgeteilten Versuchsergebnisse müssen nach den vorhergehenden Andeutungen als mit den wissenschaftlich streng durchgeführten früheren Ergebnissen im Widerspruch stehend bezeichnet und die Versuchsdurchführung muß als nicht einwandfrei angezweifelt werden. Bekanntlich wird für Entwurfsarbeiten der bewährte und mit Sicherheitsgrad ausgestattete Erfahrungswert von 35–40 kg/cm² Tragfähigkeit zu Grunde gelegt. Die zulässige Gesamtbelastung für einen 35 cm starken Rundpfahl beträgt somit 33,7 t; der Pfahl sei meist mit Boden überschüttet. Die zulässige Beanspruchung eines Zugpfahles ohne Buckel ist dann nach Brennecke $\frac{1}{4} \cdot 33,7 = 25,3$ t. Der Versuchsknaggenpfahl widersteht bei zweifacher Sicherheit mit 23 t. Der Zweckversuch muß indessen besonders wegen seines außerordentlich ungünstigen Ergebnisses beim einfachen Rundpfahl und aus den angeführten Gründen recht zweifelhaft erscheinen. Es wäre übersichtlicher gewesen, wenn sich die Mitteilung auch auf die Rammergebnisse erstreckt hätte.

In konstruktiver Hinsicht türmt sich eine Anzahl von Bedenken aufeinander. Ein Holzpfehl von 35 cm mittlerem Durchmesser hat oben etwa 45 cm und unten etwa 25 cm Durchmesser. Bei 5 cm Einkerbung für den Ring bleibt ein Holzkern von 15 cm übrig, welcher nach der Mitteilung 25 t Zug aufnehmen soll, sodaß das Holz, welches mit der Zeit im Wasser weich wird, mit 130 kg/cm² auf Zug beansprucht wird. Auch für den Fall, daß ein Reibungsanteil besteht, überschreiten die auftretenden Spannungen die zulässige Grenze, welche auch mit Rücksicht auf die Nähe der Rammspitze nur möglichst niedrig angesetzt werden kann. Das Abplatzen der nur 40 cm hohen Schale unter dem Ring ist in den meisten Fällen teilweise oder gänzlich schon beim Rammen zu erwarten, wodurch aus dem Ring eine Manschette entsteht. Ferner ist der Querschnitt bei c–d ein gefährdeter. Bei Kaimauern, wo Biegespannungen in den Pfählen unvermeidlich sind, wird besonders bei gut stehenden Bodenarten der Beginn der Einspannungsstelle bei c–d anzunehmen sein, das heißt am geschwächten Querschnitt. Treten Rammhindernisse auf, z. B. ein exzentrischer Aufprall, so besteht eine erhöhte Gefahr des Abbrechens der Pfahlschale bei c–d oder auch schon an der Ringunterkante. Aus den letztangeführten Gründen sind Ringknaggen bei Eisenbetonpfählen empfehlenswerter, jedoch bleibt die Verminderung der

Einspannkraften auf ganzer Pfahllänge bestehen. Im übrigen sind Knaggenverstärkungen bei Ufermauern des Ruhrorter Hafens bereits ausgeführt. (Vgl. Krey, Erddruck, Erdwiderstand usw. 1918, Abb. 34a, S. 75.) —

Auf die vorstehenden Ausführungen nur zur Erweiterung, daß die kurzen Einleitungsworte in No. 3 wohl mißverstanden worden sind. Wenn dort von einem hohen Sicherheitskoeffizienten für Zugpfähle gesprochen ist, falls die Zugwiderstände nicht durch Versuche nachgewiesen sind, so scheint uns das durchaus gerechtfertigt. Denn ein Versagen von Zugpfählen kann für das Bauwerk katastrophale Wirkung haben, während selbst stärkere Setzungen überlasteter Druckpfähle das Bauwerk noch nicht zu gefährden brauchen. Die Frage der konstruktiven Verbindung der Zugpfähle mit dem Bauwerk, die eine volle Ausnutzung des Zugwiderstandes gewährleisten muß, sollte damit in keiner Weise berührt werden.

Was nun die Auffassung betrifft, daß der Knaggenpfahl in Bezug auf den oberen Pfahlteil die Reibungs- und Saugwirkung, die den Zugwiderstand erzeugt, aufhebe, so kann für die Bodenarten, bei denen solche Pfähle mit Rücksicht auf die erhöhte Ramm Schwierigkeit sich überhaupt verwenden lassen, doch nur von einer Verringerung dieser Wirkungen die Rede sein, dafür treten dann die besonderen Widerstände der Knaggen hinzu, die nicht nur auf Reibung und Saugwirkung beruhen, sondern auch auf Verdrängungswiderstand (beim Ausziehen). Die vorliegenden Versuche zeigen jedenfalls für den bestimmten Fall einen Gewinn an Widerstand gegen Ausziehen. Aus theoretischen Erwägungen heraus den Versuch einfach als unzutreffend zu bezeichnen, erscheint nicht angängig.

Daß Eisenbetonpfähle mit derartigen Knaggenkonstruktionen schon beim Bau des Ruhrorter Hafens angewandt worden sind, war uns wohl bekannt (vgl. die Veröffentlichung in „Deutsche Bauzeitung“, Jhg. 1909, S. 342). Sie sind dort aus denselben Erwägungen heraus zur Anwendung gekommen, die den Unternehmer, der auch bei den damaligen Ausführungen beteiligt war, zur Uebertragung dieser Ausbildung auf Holzpfähle geführt haben. Nur diese sollten hier besprochen werden.

Auf weitere Auseinandersetzungen über die Frage der Beziehung zwischen Ramm- und Auszieh Widerstand müssen wir an dieser Stelle verzichten. —

Fr. E.

Vermischtes.

Der Schlußbericht über das Verhalten hydraulischer Bindemittel im Meerwasser nach Versuchen, die im Auftrage des preuß. Ministeriums der öffentl. Arbeiten auf der Insel Sylt vom Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde unter Mitwirkung der Wasserbauinspektion Humm und des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten durchgeführt worden sind, ist jetzt in Heft 3/4 Jahrg. 1919 der Mitteilungen des Materialprüfungsamtes erschienen. Der Berichterstatter Prof. Dr.-Ing. Gary hat auf der vorjährigen Hauptversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ bereits über das Ergebnis dieser bis auf 15 Jahre Dauer ausgedehnten Versuche berichtet und wir haben in unseren „Mitteilungen“ Jahrg. 1919 No. 14, S. 89 ff. aus der Feder des Berichterstatters bereits eine kleine Veröffentlichung „Beton im Meer“ gebracht, die über Umfang und Durchführung der Versuche, sowie das Endergebnis bereits die wichtigsten Angaben gemacht hat, die hier nur etwas ergänzt werden sollen.

Es sei zunächst noch einmal kurz erwähnt, daß es sich um Untersuchung von Mörtel- und Betonproben im Laboratorium, sowie um Versuche von großen Blöcken im Meer, die in Strandbühnen eingebaut wurden, handelte, sowie daß zwei möglichst verschiedene Portland-Zemente hinsichtlich ihres Gehaltes an Kalk, Tonerde und Eisenoxyd zur Verwendung gekommen sind, die dementsprechend auch sehr verschiedene Festigkeiten zeigten. Und zwar zeigte Zement A an Kieselsäure 23,74, an Tonerde und Eisenoxyd 7,6, an Kalk 65,8 %, während die bezüglichen Zahlen bei Zement C 21,73, 9,57, 61,61 % waren. Zement A hatte 31,4 kg/cm² Zug-, 323 kg/cm² Druckfestigkeit bei der Normenprobe nach 28 Tagen, während die Zahlen bei Zement C sich auf 25,1 bzw. 245 kg/cm² stellten. Zement A war also kalkreich, Zement C tonerreich. Es kamen 8 verschiedene Mörtelmischungen mit reinem Zement, mit Zement und Traßzusatz, ohne Zement nur aus Traß und Kalkteig zur Untersuchung. Bei den Betonkörpern wurde auf je 0,5 Raumteile Mörtel 1 Raumteil Steinschlag aus schwedischem Granit zugegeben. Aus den Mörteln wurden die üblichen Zug- und Druckproben, aus dem Beton Würfel zu Druckversuchen von 30 cm Kantenlänge, bzw. Betonquader zum Einbau in die Bühnen hergestellt. Die Mörtel- und Betonproben wurden teils in Süß-, teils in Seewasser gelagert, und zwar wurde je die Hälfte schon nach 9 Tagen Lage-

rung unter feuchtem Sand ins Wasser gebracht, die andere Hälfte erst nach 1 Jahr. Es sollte damit der Einfluß der Luftlagerung auf die Erhöhung der Widerstandsfähigkeit gegen die Angriffe des Seewassers studiert werden.

Das Schlußergebnis der ganzen Versuchsreihe ist schon in unseren „Mitteilungen“ 1919 dahin zusammengefaßt worden: Um widerstandsfähige Bauten in Seewasser zu erlangen, ist es notwendig Zement zu verwenden, der möglichst reich an Kieselsäure, dagegen arm an Tonerde und Eisenoxyd ist. Solchen Zementen kann man, wenn sie nebenbei kalkreich sind, durch Traßzusätze unter gewissen Bedingungen für Seebauten größeren Wert verleihen. Entscheidend für die Haltbarkeit der Betonbauten im Meere ist aber die Verwendung möglichst dichter, für das Seewasser undurchdringbarer Mischungen, wie tunlichst ausreichende äußere Erhärtung der in See zu bringenden Körper in Wärme und an der feuchten Luft, bevor sie den Wirkungen des Seewassers ausgesetzt sind. Beton, dessen Mörtel mehr als $\frac{2}{3}$ Teile Sand enthält, wird im Allgemeinen nicht die erforderliche Dichte aufweisen, um den Angriffen des Meeres lange Zeit Widerstand zu leisten.

Der Bericht enthält in 30 Tabellen und zahlreichen Diagrammen das Ergebnis der Versuche im Einzelnen. Davon entfallen 19 Tabellen auf die Festigkeitsprüfungen. Die Untersuchungen erstrecken sich dabei auf den Einfluß der Art des Bindemittels auf die Mörtel- und Betonfestigkeit, die Wirkung der Traßbeigaben zu den Zementmörteln auf die Festigkeit, das Verhalten von Traß-Kalkmörtel und -Beton in Vergleich zur Festigkeit der Zementmörtel, ferner auf das Verhalten der Betonblöcke in den Bühnen und schließlich auf die chemischen Veränderungen der Blöcke.

Aus den Festigkeitstabellen sei hier nur die eine mitgeteilt, in welcher die Quersumme der Mittelwerte aller Alterstufen einer Mischungsreihe des Betons gebildet worden ist, um alle zufälligen Schwankungen und Abweichungen möglichst auszugleichen (vergl. f. S.). Bezüglich der Festigkeiten bei den verschiedenen Altersstufen selbst sei auf den Bericht verwiesen.

Danach hat Zement A, wie nach den Normenprüfungen zu erwarten war, in den Mischungen 1–4 durchweg höhere Betonfestigkeiten geliefert als Zement C, mit zunehmender Magerkeit der Mischung dreht sich aber das Verhältnis um. Aus der Tabelle geht ferner hervor, daß die längere Sand-Erhärtung die Druckfestigkeit des Betons günstig be-

Mischungen	Zement C				Zement A			
	Süßwasser		Seewasser		Süßwasser		Seewasser	
	9 Tage	1 Jahr	9 Tage	1 Jahr	9 Tage	1 Jahr	9 Tage	1 Jahr
	Sanderhärtung	Sanderhärtung	Sanderhärtung	Sanderhärtung	Sanderhärtung	Sanderhärtung	Sanderhärtung	Sanderhärtung
1. 1 Zement + 2 Sand	425	474	417	489	529	544	530	581
2. 1 " + 4 "	286	319	265	339	262	303	288	332
3. 1 Traß + 1 " + 4 "	355	(378)	356	445	373	394	374	419
4. 1 " + 1 1/2 " + 5 "	371	427	382	452	413	427	415	453
5. 1 " + 1 " + 8 "	192	230	204	256	199	216	204	227
6. 1 " + 1 1/2 " + 10 "	239	278	235	297	(188)	221	(189)	240

einflußt und daß die Seewasserlagerung den Betonwürfeln zuträglich gewesen ist, als die Süßwassererhärtung, was namentlich bei Zement A auffällig hervortritt. Es sprechen hier nach dem Berichte vermutlich besondere Verhältnisse mit, die einen Angriff des sehr reinen Süßwassers auf den Kalkgehalt des Zementes begünstigten.

Die Wirkung der Traßzusätze war folgende: Bestehen bleibt eine Ueberlegenheit des Zementes A in den fetten Mischungen, dagegen bleibt er hinter C zurück in den mageren Mischungen. Der günstige Einfluß der längeren Sandlagerung auf den Beton bleibt bestehen. Bei Ersatz von Zement durch Traß in den C-Mischungen ergibt sich bei den fetten Mischungen eine Herabminderung, in den mageren eine Erhöhung der Festigkeit. Wesentlich stärker ist die Festigkeits-Abminderung in den A-Mischungen, (die sich trotzdem auch mit Traßzusatz im Seewasser weit besser gehalten haben, als die C-Mischungen). Gering ist der Unterschied zwischen Seewasser- und Süßwassererhärtung. Erstere lieferte i. Allg. höhere Druckfestigkeiten des Betons (vermutlich infolge Porendichtung durch Zersetzungsprodukte).

In den in den Bühnen eingebauten Betonblöcken kommt die verschiedene Widerstandskraft der Zemente C und A noch deutlicher zum Ausdruck. Das zeigt sich besonders deutlich bei dem fetten Beton mit dem 1:2 Mörtel, dessen Blöcke sich bei Zement A die 15 Jahr lang fast unverändert erhalten hatten, während die Blöcke aus Zement C schon nach 8 Jahren teilweise oder völliger Zerstörung anheim zu fallen begannen. In der mageren Zementmischung 1:4 sind letztere Blöcke naturgemäß noch schneller zerstört worden. Sie waren nach 10 Jahren sämtlich vernichtet, während die Blöcke aus Zement A, namentlich soweit sie vorher genügend an der Luft erhärten konnten, 15 Jahre lang z. T. unverändert, z. T. nur verhältnismäßig wenig von der Oberfläche aus Beschädigungen erlitten haben. In den mageren Mischungen kommt infolge der Traßzusätze der Unterschied der beiden Zemente nicht mehr so deutlich zum Ausdruck. Die Blöcke, die vor dem Einbau in die Bühnen 1 Jahr lang unter feuchtem Sand, also unter Lufteinfluß erhärten konnten, haben sich i. Allg. besser im Seewasser gehalten, als die nur 3 Monate so gelagerten. Die Ausnahmen sind vermutlich auf Frost- oder Kälteeinwirkung in der ersten Zeit der Erhärtung zurückzuführen.

Die Mischung 1:4 hat sich selbst bei Verwendung des bestgeeigneten Zementes A als zu mager erwiesen, um dem Seewasser länger erfolgreichen Widerstand zu leisten. Wird in der Mischung 1:2 ein Teil des Zementes durch Traß ersetzt (Mischung 4) so erhöht sich die Widerstandsfähigkeit insbesondere bei Verwendung des an sich wenig geeigneten Zementes C, und ersetzt man in der mageren Mischung 1:4 einen Teil des Zementes durch Traß (Mischung 6), so tritt diese günstige Wirkung noch stärker hervor. Die Widerstandsfähigkeit wird daher durch den teilweisen Ersatz des Zementes durch Traß in diesem Falle erhöht. Selbst die Erhöhung der Traßmenge auf mehr als $\frac{2}{3}$ der Zementmenge (Mischung 3 u. 5 im Vergleich zu 4 u. 6) scheint unbeschadet der Haltbarkeit geschehen zu können. Der Bericht hält es jedenfalls für zulässig und zweckmäßig, bei Neubauten den Zement bis zur Hälfte durch Traß zu ersetzen. Auch die beiden verwendeten reinen Traßkalk-Mischungen (150 Traß + 100 Kalkteig + 50 Sand, sowie 150 Traß + 100 Kalkteig + 100 Sand) haben in den Bühnen bemerkenswert lange Widerstand geleistet und sind nur von der Oberfläche aus angegriffen worden. Sie fallen allerdings schneller als die Zementbeton-Mischungen der Zerstörung anheim.

Die im Vereinslaboratorium in Karlshorst durchgeführte chemische Untersuchung von Proben der Blöcke läßt erkennen, daß die verhältnismäßig gut erhaltenen Blöcke, insbesondere die aus den fetten Mischungen 1:2 auch chemisch nur geringe Umwandlungen erlitten haben. Selbst in diesen fetten Mischungen findet eine Um-

setzung von Kalk und Magnesia statt und zwar in der Schale stärker als im Kern. Erheblich stärker chemisch angegriffen sind bereits die Mischungen 1 Zement, 1 Traß, 4 Sand und zwar bei Zement A mehr als bei C. Besonders stark ist die chemische Umsetzung in den Blöcken der Mischung 1:4. Bei einem Block aus Zement C konnten Unterschiede zwischen Schale und Kern nicht mehr festgestellt werden. Ueber die Hälfte des Kalkes dieser Blöcke ist herausgelöst und im wesentlichen durch schwefelsaure Magnesia und Chlornatrium ersetzt. In den undichten Mischungen vermag auch der Zusatz von Traß die Zerstörung nicht aufzuhalten. Die chemische Untersuchung läßt, wenn auch sehr weitgehende Schlüsse aus ihr nicht gezogen werden dürfen, doch erkennen, daß die Art der Mischung, die Gleichmäßigkeit der Verdichtung und größere oder geringere Porosität der Oberfläche und des Kernes der Körper von entscheidendem Einfluß auf die Widerstandsfähigkeit des Betons im Meere ist.

Die Zusammenfassung dieser verschiedenen Ergebnisse führt zu der oben schon vorausgeschickten Schlußfolgerung. Im übrigen sei auf den wertvollen Bericht selbst verwiesen. —

Fr. E.

43. ordentl. Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten. Unter Hinweis auf die in No. 7 veröffentlichte vollständige Tagesordnung der vom Mittwoch, den 16. d. M. bis einschl. Freitag, den 18. d. M., in Heidelberg stattfindenden 43. ordentl. Hauptversammlung des Vereins machen wir noch einmal ausdrücklich aufmerksam auf die dort zu erwartenden interessanten Verhandlungen und Vorträge. Letztere beziehen sich auf Festigkeits-Eigenschaften des Zementes, auf den Einfluß neuer Fabrikations-Methoden, auf die Konstitution des Zementes und Fragen des Betriebes. —

Literatur.

Die technische Verwendung des Kalkes. Eine techn. wirtschaftl. Studie zur Belehrung von Fachgenossen und Laien. Von Dr. Herm. Bernhard Kosmann, Bergmeister und Bergassessor a. D. 8^o, 145 S. Text, mit einer statistischen Tafel der jährlichen Kalkherzeugung. Berlin 1919. Verlag der Tonindustrie-Zeitung. Pr. geb. 10 M. + 20 %.

Die kleine Schrift stellt sich die dankenswerte Aufgabe, über die technische Verwendbarkeit und die tatsächliche Verwendung der kalkhaltigen Bodenschätze zunächst in Deutschland in jedweden gewerblichen Betrieb möglichst weitgehende, dabei zuverlässige Auskunft in knappster Form zu geben. Nach der dem Werk beigegebenen Statistik sind in den Jahren 1911—1913 nicht weniger als fast 20 Mill. t Rohkalk und Brennkalk jährlich in Deutschland gewonnen worden, wovon übrigens 18 Mill. t allein auf Norddeutschland entfallen. Sie werden verwendet in der Bau- und keramischen Industrie, in der Eisen- und Metallhütten- sowie chemischen Industrie und in der landwirtschaftlichen und Nahrungsmittel-Industrie, und zwar entfällt auf die Bauindustrie nur etwa $\frac{1}{4}$ der Gesamtmenge. Nach diesen Betrieben ist der 2. Hauptteil des Buches geordnet, während der 1. Teil die Rohstoffe, d. h. den Kalkstein und seine Abarten (zu unterscheiden sind die kristallinen und dichten Kalksteine; Schlammkreide, Tuffkalk und Wiesenkalk; Dolomit, Magnesit und Mergel und schließlich der Gips), sowie den gebrannten Kalk in seinem Vorkommen, seinen Eigenschaften und seiner Gewinnung behandelt. Durch zahlreiche Literaturangaben werden wertvolle Hinweise zu eingehenderem Studium von Einzelfragen gegeben.

So stellt sich die Arbeit als ein wertvolles Hilfsmittel zur raschen Unterrichtung über unsere deutsche Kalk-Industrie dar, wie sie vor dem Kriege bestand und hoffentlich in absehbarer Zeit auch wieder aufgebaut wird. —

Literatur-Verzeichnis.

Neuerscheinungen. (Bespreehung bleibt vorbehalten.)

Die linearen Differentialgleichungen und ihre Anwendung in der Theorie der Baukonstruktionen. Von Dr. Paul Funk, Priv.-Doz. a. d. Deutsch. Univers. und Techn. Hochschule Prag. 8^o, 83 S. Text. Berlin 1920. Verlag Julius Springer. Pr. geb. 10 M. —
Handbuch für Eisenbetonbau. 2. neu bearbeitete Aufl. Herausgegeben von Dr.-Ing. F. von Emperger, Ob.-Brt., Reg.-Rat im Patentamt in Wien. 10. Bd. Hochbau II. Bearbeitet von O. Domke und K. W. Mautner. 8^o, 336 S. Text mit 754 Textabbildungen. Berlin 1920. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geb. 44 M., geb. 60 M. —

Inhalt: Die Eisenbahnbrücke über die Sieg in Niederschelden i. Rhld. (Schluß). — Der Erweiterungsbau des Gaswerkes Dresden-Reick. — Erhöhung der Widerstandsfähigkeit hölzerner Zugpfähle. — Vermischtes. — Literatur. — Literatur-Verzeichnis. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

№ 9.

Neubau des Warenhauses Theodor Althoff in Leipzig.

Von Dr.-Ing. Karl Gersuny, Oberingenieur der Firma Max Pommer in Leipzig.
(Hierzu die Abbildungen S. 68 und 69.)



Das im ersten Kriegsjahr fertig gestellte Warenhaus Theodor Althoff in Leipzig ist ein so wesentlicher Bestandteil des Stadtbildes geworden, daß ein nachträglicher kurzer Bericht über diesen Neubau wohl gerechtfertigt erscheint. In dem Brennpunkt des städtischen Verkehrs, an zwei Hauptstraßen, der Peterstraße und dem Neumarkt und einer Querstraße, dem Preußergässchen gelegen, ist dieses Warenhaus mit seiner künstlerisch vornehmen, durch die ungebrochene Senkrechte der Fensterpfeiler typischen Architektur (vergl. das Gesamtbild Abbildung 1) und mit der klaren Uebersichtlichkeit seiner unter ausschließlicher

Verwendung besten Materials durchgeführten Ausstattung seiner Räume als ein in jeder Hinsicht wohl gelungenes Werk zu bezeichnen. —

Der architektonische Entwurf für den Neubau stammt von Prof. Wilhelm Kreis in Düsseldorf, die Oberbauleitung lag in den Händen der Sonderfirma für Warenhausbau und Warenhaus - Einrichtung Gebr. Schoendorff A. - G. in Düsseldorf. Die gesamten Beton- und Eisenbetonarbeiten waren der Firma Max Pommer in Leipzig übertragen. Ihre Ausführung wurde von dieser trotz der ungünstigen Jahreszeit und der infolge des lebhaften Verkehrs in den engen Straßen sehr erschwerten Zufuhrverhältnisse so gefördert, daß in jedem Monat ein Geschloß fertig gestellt wurde und der im Herbst 1913 umfangreiche begonnene Bau bereits im April 1914 unter Dach gebracht war.

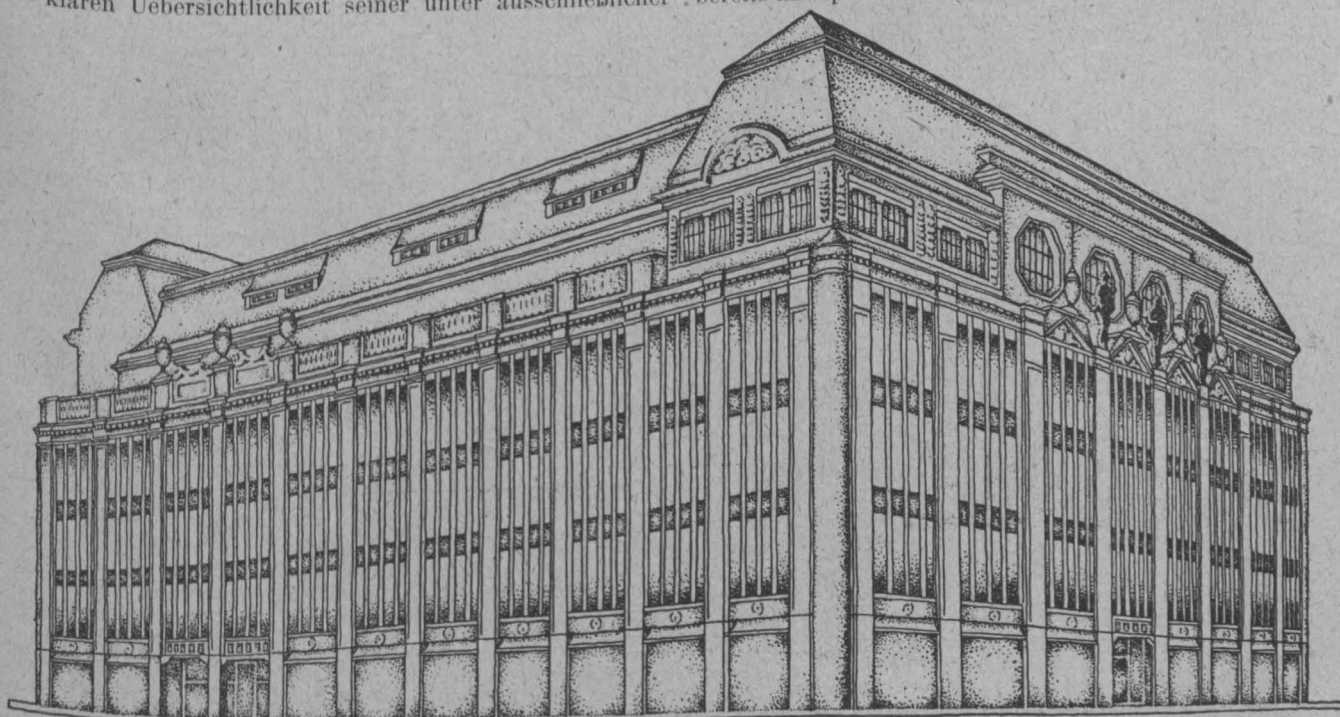


Abbildung 1. Gesamtansicht des Warenhauses. Architekt: Prof. Kreis in Düsseldorf.

Der Grundriß des Gebäudes hat die Form eines unregelmäßigen, 101 m langen, 52 m breiten Rechteckes und wird durch 3 große, symmetrisch angeordnete Lichthöfe gegliedert (Abbildung 2, hierunter). Da es über den Ankauf des Hauses Neumarkt und Preußergäßchen zu keiner Einigung kam, mußte diese Ecke von

der Bebauung einstweilen ausgenommen werden; ihre spätere Angliederung ist aber durch die Ausführung der Anschlußgiebel in Form von auswechselbaren eisernen Fachwerkwänden vorgesehen worden.

Das Gebäude, das Abbildungen 3 und 4 in Längs- und Querschnitt zeigt, umfaßt Keller, Erd- und 4 Ober-

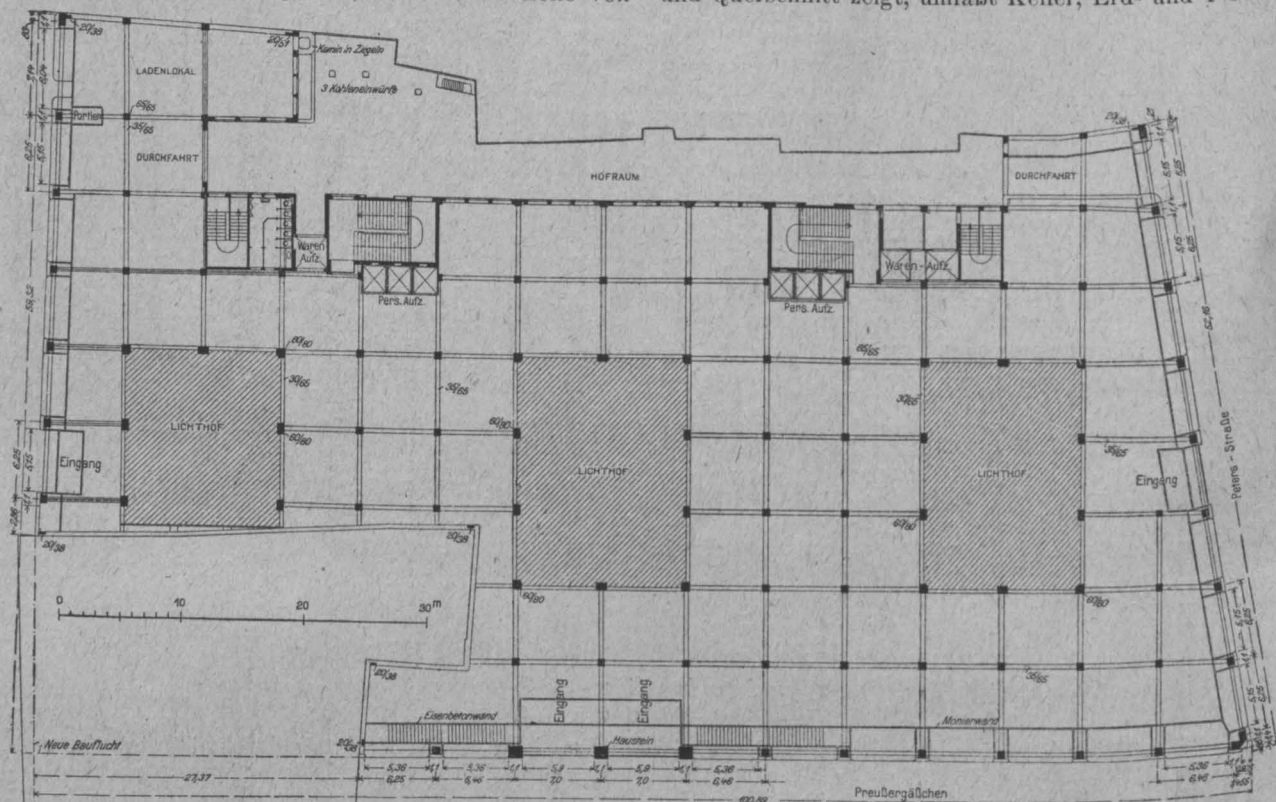


Abbildung 2. Gesamt-Grundriß des Erdgeschosses mit Angabe der Stützen und Deckenbalken.

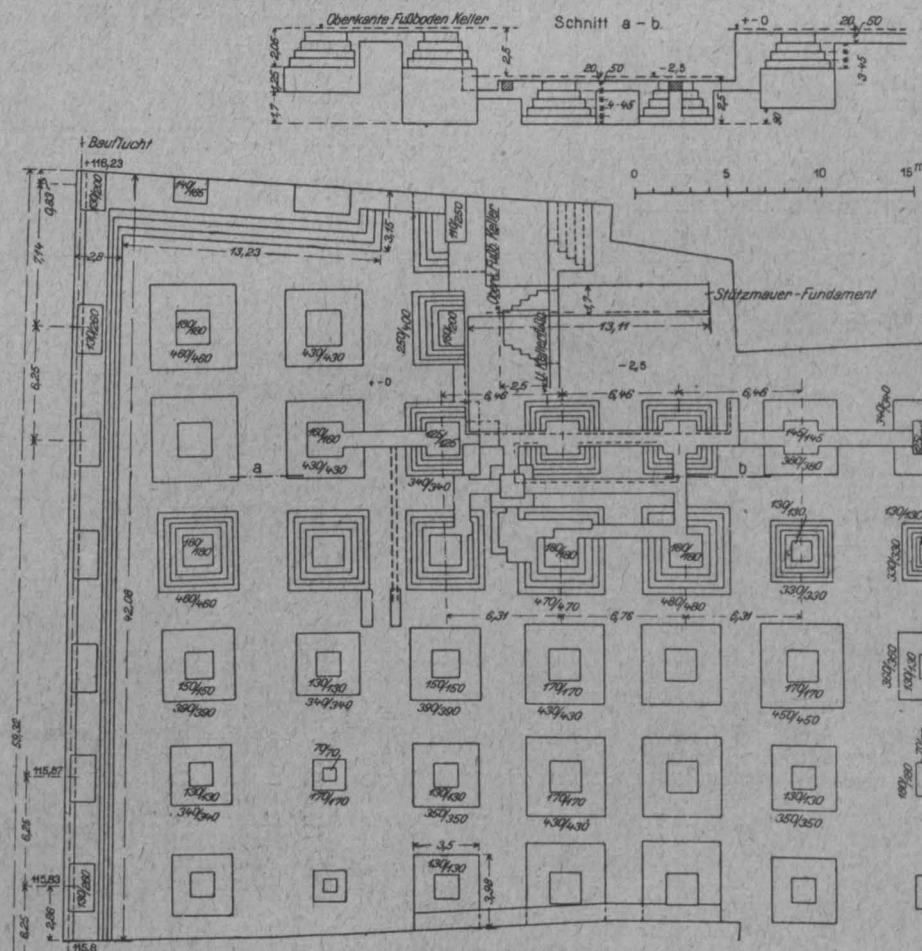


Abbildung 7. Teilgrundriß der Fundamente mit Schnitt durch das durchgehende Bankett der Hinterfront-Stützen im Heizkeller.

geschoße und ein Dachgeschoß und ist in seinem gesamten konstruktiven Aufbau in Eisenbeton hergestellt. Die Verbindung zwischen den einzelnen Geschossen wird durch 2 Haupt- und 3 Nebentreppen aus Eisenbeton, sowie durch 6 Personen- und 3 Warenaufzüge vermittelt.

Die großen Lichthöfe sind durch eiserne Binder, die auf Konsolen der Eisenbetonpfeiler gelagert sind, überspannt und durch ein oberes Dach aus Drahtglasverglasung abgedeckt. Einen Blick in einen fertig ausgestatteten Lichthof zeigt Abbildung 5, S. 69.

Die Decken und Balken sind in allen Verkaufsräumen mit Stuck, die Säulen im Erd- und in den 3 oberen Geschossen mit Holz, im vierten Stockwerk mit Majolika verkleidet. In den Lichthöfen sind die Pfeiler mit gelbem Siena-Marmor, die Brüstungen mit dunklem Mahagoni verkleidet. Hinter den Rosetten über den Pfeilern ist die Entlüftungs-Anlage untergebracht.

Die Decken aller Geschosse sind mit einer 5 cm starken Magerbetonschicht abgeglichen, die alle auf der Decke liegenden elektrischen Leitungen bedeckt und zugleich die Unterlage für den Parkettfußbo-

den, beziehungsweise im vierten Obergeschoß für den Fliesenbelag bildet.

Die Stufen der Haupttreppen haben einen 5 cm starken Eichenholzbelag, die Wände sind mit schwarz-weißem Marmor verkleidet. Die Nebentreppen sind mit Xylolithplatten belegt. Sämtliche Schauseiten des Gebäudes sind mit hellem Mainsandstein verblendet. Bemerkenswert sei noch, daß im vierten Obergeschoß ein aus starken, mit doppeltem engmaschigen Rundeisennetz versehenen Betonwänden bestehender Tresor eingebaut worden ist, der bei 3 m Höhe einen Grundriß von 3,3 mal 3,2 m besitzt.

Ueber die Verwendung der Räumlichkeiten sei Folgendes mitgeteilt. Das Erd- und die 3 oberen Geschosse dienen als Verkaufsräume für die verschiedensten Warengattungen, im 4. Stock ist in den Räumen um den mittleren Lichthof herum eine Lebensmittelhalle eingerichtet. Dieses Geschoß enthält außerdem

in den Pelzaufbewahrungsräumen speisen. Hier befinden sich ferner die Aufzugsmaschinen und Elektromotoren für verschiedene Zwecke und schließlich ein Müllverbrennungssofen.

Abb. 4 (unten). Querschnitt. Preußergäßchen-Hof.

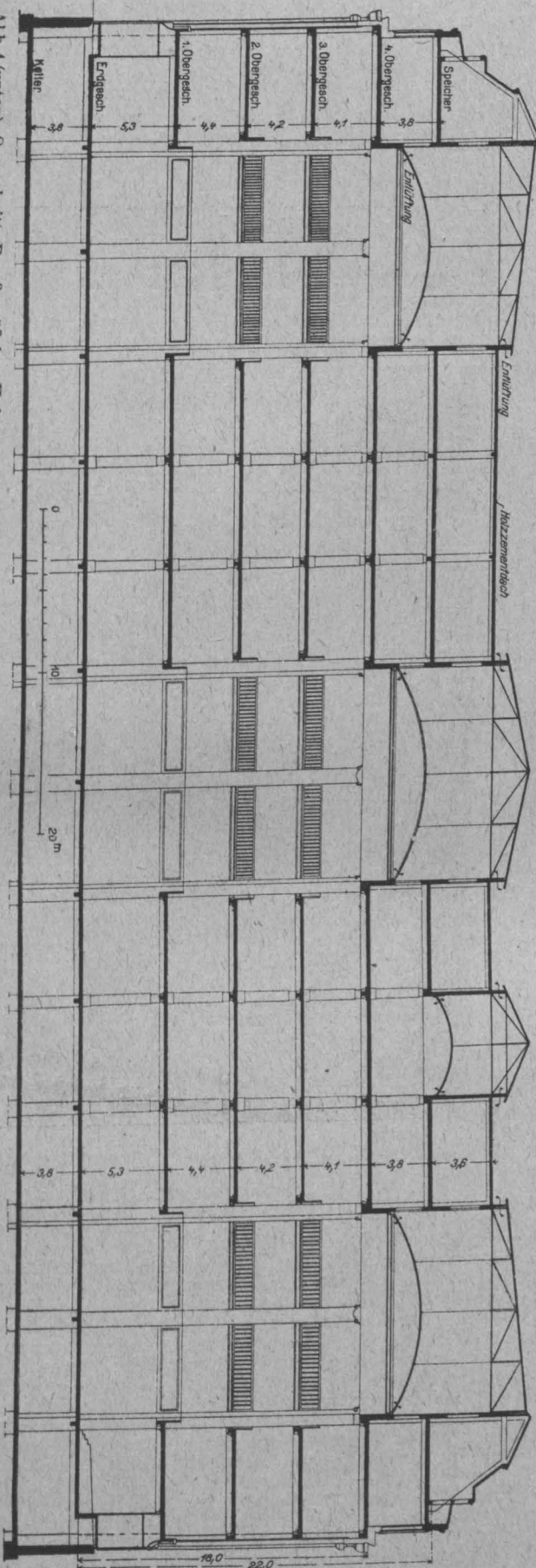
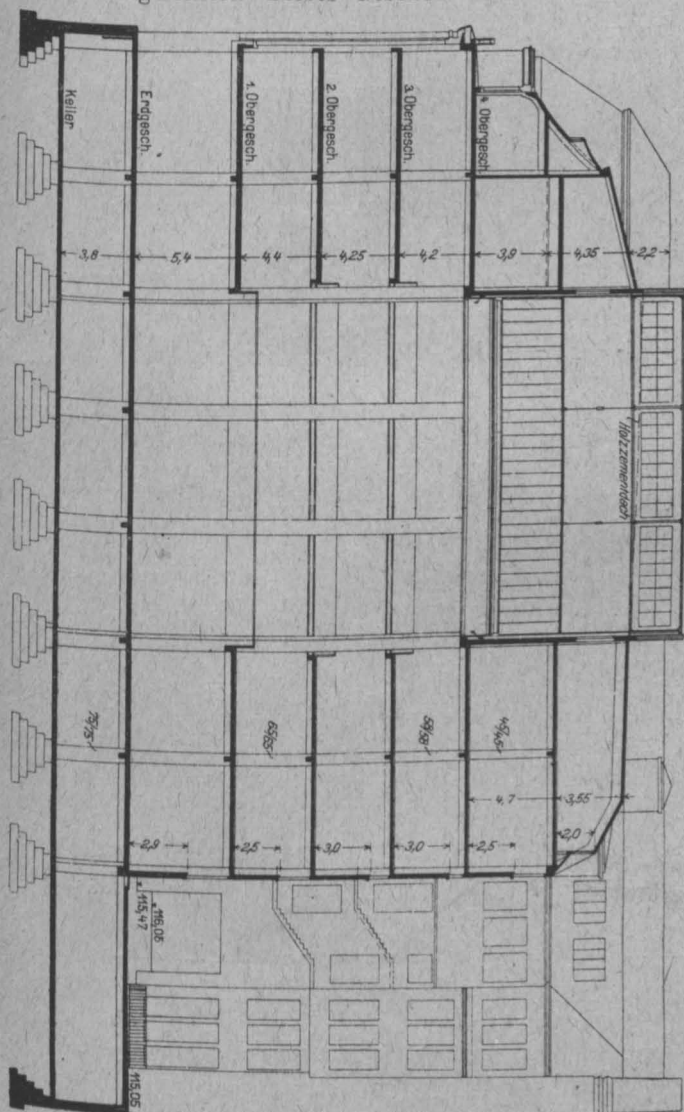


Abb. 3 (oben). Längsschnitt.



die Räume für die Geschäftsleitung und verschiedene Werkstätten, darunter auch eine größere Buchdruckerei. Im 2. Obergeschoß ist — die ganze Front am Neumarkt entlang — ein großer Erfrischungsraum (vergl. Abbildung 6) mit einem anschließenden kleineren Tee-raum untergebracht. Das Dachgeschoß enthält — neben den hier untergebrachten Reservelagern — für das etwa 1500 Angestellte zählende Personal eine große Kantine, für die — ebenso wie für den Erfrischungsraum und die Lebensmittelhalle — eine eigene, mit allen modernen Maschinen ausgestattete Küche eingerichtet ist. Im Keller ist sozusagen die Maschinerie des Warenhauses vereinigt. Hier sind 6 große Kessel für die Zentral-Dampfheizung und die Warmwasserbereitung, die Umschaltstelle für 50 getrennte elektrische Zweigleitungen, sowie die Kältemaschinen untergebracht, welche die Kühlschlangen in der Lebensmittelhalle und

Der konstruktive Aufbau des Gebäudes ist ganz in Stützen aufgelöst, die den Grundriß in fast quadratische Felder von im Allg. rd. 6,5 zu 6,25 m Seitenlänge

teilen. In Abbildung 7 ist ein Teilgrundriß der Fundamente dargestellt. Die Gründung der Umfassungsstützen erfolgte durch auf einem durchgehenden Bankett, die der Innenstützen darnach Einzelfundamente unter Berücksichtigung einer größten Bodenpressung von $3,5 \text{ kg/cm}^2$. Der Keller, dessen Sohle $3,8 \text{ m}$ unter dem Gelände liegt, ist durch eine Eisenbetonwand umschlossen,

die als zwischen den Stützen durchgehende Platte für Erddruck und eine Geländebelastung von 1000 kg/m^2 berechnet wurde.

Unter der Kellersohle ist längs durch das Gebäude ein Frischluftkanal von $2,05 \text{ m}$ Breite und $1,8 \text{ m}$ Höhe i. L. mit Sohle, Decke und Wänden aus Eisenbeton durchgeführt. — (Schluß folgt.)

Der Bau von Eisenbahnwagen aus Eisenbeton.

Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin, Mai 1920, von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

Der Gedanke, Eisenbahnfahrzeuge aus Eisenbeton zu bauen, ist durchaus nicht so neu, wie dies auf den ersten Blick scheinen mag. In Italien wurden bereits vor dem Krieg derartige Wagen gebaut — bei uns und in den anderen Ländern, wie jetzt z. B. auch in Oesterreich, setzte die Entwicklung, gefördert und angetrieben durch die immer fühlbarer werdende Materialnot, erst in neuerer Zeit ein. Bemerkenswert ist aber, daß nach dem Krieg nicht nur in neutralen Ländern, sondern auch in

Es steht fest, daß die Unterhaltung und namentlich die Außerbetriebsetzung von eisernen Wagen infolge Rost und seinen Folgen einen ganz erheblichen Kostenbetrag jährlich erfordert. Aber nur durch tagelanges Beobachten des Rangierverkehrs und der damit verbundenen Mißhandlungen des rollenden Materiales ist einigermaßen ein Einblick in die Ursachen der verhältnismäßig rasch vor sich gehenden Zerstörungen infolge Rost zu gewinnen. Die bekannten von außen her kommenden Angriffe des Rostes dürften nicht genügen, um die tatsächlich beobachteten Zerstörungen in



Abbildung 6. Erfrischungsraum, Warenhaus Theodor Althoff in Leipzig. Architekt: Prof. W. Kreis in Düsseldorf.

Amerika Eisenbeton-Wagen in den Verkehr gebracht wurden. Und da gerade Amerika am wenigsten mit einem Mangel an Eisen und Stahl zu kämpfen hat, so geht aus der erwähnten Tatsache hervor, daß diejenige Ansicht die richtige sein dürfte, die in der Verwendung von Eisenbeton auf dem Gebiet des Wagenbaues nicht nur ein aus der Not der Zeit geborenes vorübergehendes Behelfsmittel erblickt, sondern vielmehr den Eisenbeton auch hier als mindestens gleichwertiges, wenn nicht überlegenes Neu-Material betrachtet, das seine eigenen Gesetze hat und eine eigene theoretische, konstruktive und praktische Behandlung verlangt.

Ueber die allgemeine Eignung des Eisenbetons zum Bau von Eisenbahnwagen kann ich mich hier kurz fassen. Die Tragfähigkeit an sich dürfte irgend einem Zweifel nicht begegnen — die Rost- und Feuersicherheit, die geringe Abnutzung und Unterhaltung, sowie die beliebige Formgebung sind Eigenschaften, die auf Grund unserer sonstigen langjährigen Erfahrungen einwandfrei belegt sind. Es ist nachstehend keineswegs beabsichtigt, den Eisenbeton-Wagen etwa auf Kosten des eisernen Fahrzeuges besonders herauszuheben, denn beide haben ihre Nachteile — aber es ist immerhin lehrreich, einige Augenblicke beispielsweise bei den Verrostungsvorgängen im Eisen zu verweilen.

vollem Umfang zu erklären. Die den Wagen zugemuteten Stöße sind oft außerordentlich, aber auch die sogenannten normalen Erschütterungen verursachen ein lang andauerndes Erzittern des Fahrgestelles und seiner einzelnen Teile, wie man sich leicht durch Handanlegen überzeugen kann. Die gemachten Beobachtungen scheinen darauf hinzudeuten, daß unter der Wirkung der zahlreichen und häufigen Erschütterungen allmählich eine Art von innerer Umlagerung des Materiales stattfindet. Die zerstörten oder angegriffenen Teile machen den Eindruck, als ob es gewissermaßen zu einer Bildung von einzelnen Schichten im Material kommt, die in ihrem gegenseitigen Zusammenhang langsam, aber immer mehr gelockert werden, sodaß der Rost dann zwischen diese einzelnen Schichten rasch und sicher Eingang findet. Es würde sich also einerseits um die übliche Zerstörung infolge Rost von außen her handeln, andererseits aber um eine Zerstörung infolge Erschütterung und Rost von innen her, wobei im letzteren Fall die erste Ursache nicht im Rostangriff, sondern in den Erschütterungen liegen dürfte. Bezeichnend ist auch, daß an stärker gebauten eisernen Wagen solche Erscheinungen viel weniger oft auftreten, jedenfalls viel langsamer Boden gewinnen. Um den Beanspruchungen des heutigen, allerdings reichlich ausgearbeiteten Rangierverkehrs zu genügen, ist bei den Eisen-

bahnverwaltungen bereits seit einiger Zeit die Richtung zu erkennen, welche im Bau kräftigerer und damit schwererer Wagen zum Ausdruck kommt. Die eben angedeuteten Verhältnisse aber führen ganz von selbst dazu, in dieser Hinsicht ein Material mit als besonders geeignet erscheinen zu lassen, das ein größeres Beharrungsvermögen aufweist und den Erschütterungen mit seinem größeren Eigengewicht eher gewachsen ist, und das ist der Eisenbeton.

Die Statik des Eisenbetonwagens ist schon deshalb von vornherein mit besonderen Schwierigkeiten verbunden, weil die auftretenden Kräfte nach Größe und Wirkungsweise nicht einfach gegeben sind, sondern sozusagen erst mittelbar aus Beobachtung, Annäherungsrechnung und aus Versuchen ermittelt werden müssen. Abgesehen davon, daß es bis jetzt eine eigentliche Statik des eisernen Wagens nicht gibt, indem diese Wagen im allgemeinen nach Normalien-Blättern gebaut werden, die aus langjähriger Erfahrung hervorgegangen sind, so hat es sich sofort gezeigt, daß es nicht möglich und auch nicht ratsam ist, einfach unter Beachtung der Elastizität und Festigkeit des neuen Baustoffes die Form und die Abmessungen des eisernen Wagens auf den Eisenbetonwagen zu übertragen. Von den verschiedenen Teilen steht hinsichtlich der Beanspruchung durch Lasten und Stöße das Untergestell im Vordergrund. Die Radsätze, die Achshalter und Lager, die Federn und Federböcke, die Brems- und Zugvorrichtungen, die Puffer sowie die Sicherheitsketten, die Handgriffe und die Tritte, kurz alle Beschlagteile bestehen selbstverständlich nach wie vor aus Eisen. Alles andere aber, einschließlich des Wagenkastens kann aus Eisenbeton hergestellt werden. Natürlich kann ein Wagen dann noch nicht als Eisenbetonwagen angesprochen werden, wenn nur der Kasten aus Eisenbeton besteht, das Untergestell aber wie bisher aus Eisen ist, oder lediglich ein ausbetonierte Profileisen-Gerippe darstellt.

Die für die Berechnung eines Untergestelles in Betracht kommenden äußeren Kräfte sind:

1. Die lotrechten Lasten aus Eigengewicht und Nutzlast.

2. Die lotrechten Stöße, die durch die Unebenheit der Fahrbahn entstehen und beim Beladen vorkommen.

3. Die wagrechten Stöße, die im Betrieb entstehen.

4. Die Wirkung der Fliehkräfte soll hier nur kurz erwähnt werden.

Die Ergebnisse der Rechnung stimmen mit der Erfahrung darin überein, daß die gefährlichsten Beanspruchungen und die weitaus meisten Zerstörungen durch die Auswirkungen der wagrechten Stöße und der damit verbundenen Erschütterungen entstehen. Es ist daher notwendig, die ganze Konstruktion besonders aufnahmefähig für diese zu gestalten.

Stößt ein unelastischer Körper auf eine ebensolche unelastische Unterlage, so wird die im stoßenden Körper enthaltene lebendige Kraft derart verarbeitet, daß an beiden Körpern Zertrümmerungen eintreten. Ist der stoßende Körper aus elastischem Material, so erleidet er größere Formänderungen, die nachher wieder zurückgehen, ohne daß Zerstörungen auftreten müssen. Ist der eine der beiden



Abbildung 5. Lichthof.

Warenhaus Theodor Althoff in Leipzig. Architekt: Prof. Wilh. Kreis in Düsseldorf.

Körper oder sind beide Körper auch in ihrer Form biegsam, so werden um so weniger Zerstörungen eintreten und der Stoßdruck wird kleiner. Da nun die Elastizität der stoßenden Körper durch die Wahl des Eisenbetons gegeben ist, so muß auch eine möglichst biegsame Form angestrebt werden mit Beachtung derjenigen Grenzen, welche in der notwendigen Festigkeit der Konstruktion liegen. Behindert werden diese Bestrebungen allerdings durch eine Reihe im Eisenbahnbetrieb einzuhaltender Maße. — (Schluß folgt.)

Beitrag zur Berechnung von Stockwerkrahmen und sonstiger Rahmentragwerke.

Von Dipl.-Ing. E. Traub, Oberger, der Firma Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. H.

Für die nachfolgenden Ausführungen wird die Kenntnis der Theorie des durchlaufenden Trägers nach Prof. W. Ritter (Graph. Statik Bd. III) vorausgesetzt, welche von Dr. Suter¹⁾ und Straßner²⁾ für die Bedürfnisse der Praxis weiter ausgebaut und insbesondere auch für die Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen Rahmen und Stockwerkrahmen verwendet wurde.

Können die einzelnen Knotenpunkte des Stockwerkrahmens (Abb. 1) als unverschiebbar angenommen werden, so ist lediglich die Berechnung der Festpunkte und Uebergangszahlen notwendig, um ohne Weiteres mit Hilfe der Kreuz-

linien-Abschnitte die Momentenlinien für beliebige Belastung auftragen zu können. Besteht jedoch für die Knotenpunkte des Rahmens irgendwelche Verschiebungsmöglichkeit, so treten außer den vorerwähnten bei unverschiebbar gedachten Knotenpunkten berechneten Momenten noch weitere Zusatzmomente hinzu. Die Berechnung von Stockwerkrahmen gliedert sich demnach in 2 Abschnitte und zwar Rechnungsabschnitt I, bei welchem die Knotenpunkte zunächst als unverschiebbar angenommen werden, und Rechnungsabschnitt II, bei welchem die gedachte Unverschiebbarkeit der Knotenpunkte aufgehoben wird und nun durch die in Richtung der Ver-

schiebungsmöglichkeit wirkenden Auflagerkräfte aus Rechnungsabschnitt I (sog. Festhaltungskräfte) Verschiebungen der Knotenpunkte entstehen.

Bei senkrechter Belastung genügen meist die aus Rechnungsabschnitt I gefundenen Momente, denn die wagrechten Festhaltungskräfte sind hierbei im Allgemeinen so gering, daß die hierdurch hervorgerufenen Zusatzmomente aus Rechnungsabschnitt II gegenüber denjenigen von Rechnungsabschnitt I vernachlässigt werden können. Diese Zusatzmomente verschwinden bei senkrechter Belastung vollkommen, wenn Rahmen und Belastung symmetrisch ausgestaltet sind, da sich dann die Festhaltungskräfte gegenseitig aufheben.

Handelt es sich jedoch um eine stark unsymmetrische Belastung oder ist der Rahmen unsymmetrisch ausgebildet oder liegt insbesondere noch eine wagrechte Belastung vor, so würden wir bei Nichtberücksichtigung der Verschiebbarkeit der Knotenpunkte (Rechnungsabschnitt II) einen groben Fehler begehen, denn die Zusatzmomente können in diesen Fällen ganz bedeutend sein.

Straßner³⁾ hat nun in seinem Buch ein Berechnungsverfahren für wagrechte Belastung bei mehstöckigen Rahmen unter Berücksichtigung der Verschiebbarkeit der Knotenpunkte angegeben. Dieses Verfahren wird jedoch nur Wenigen infolge seiner etwas unklaren Darstellung richtig verständlich und deshalb wohl auch selten noch praktisch angewendet worden sein. Außerdem ist das Ver-

Δ eine beliebige Verschiebungsstrecke (meist zu 1 mm angenommen),

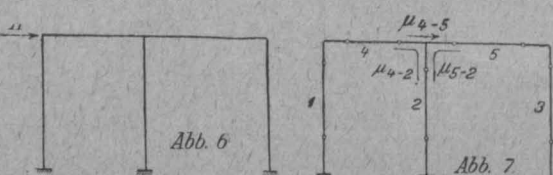
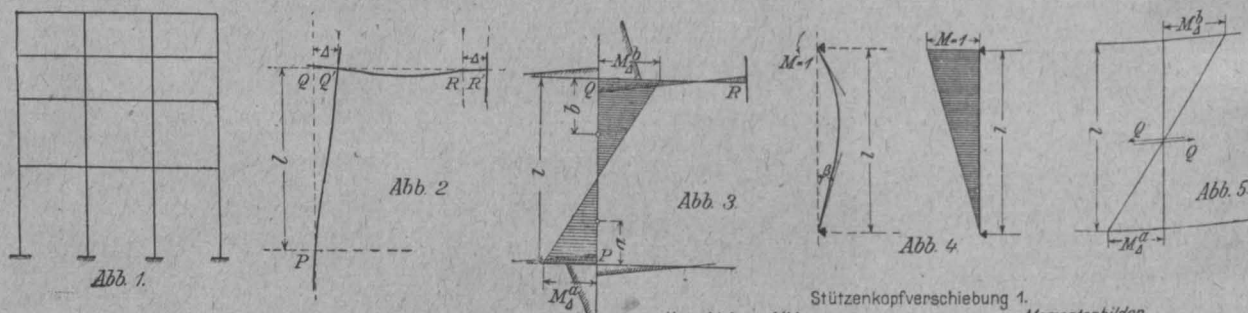
β den Drehwinkel des Stabendes infolge Belastung des Momentes $M=1$ am gegenüber liegenden Stabende unter Annahme frei aufliegender Stabenden (Abbildung 4).

Bei konstantem Trägheitsmoment über die ganze Stablänge ist $\beta = \frac{l}{6 E \cdot J}$.

Die Weiterleitung der Momente M_Δ^a u. M_Δ^b über den ganzen Rahmen geschieht dann in bekannter Weise mit Hilfe der Uebergangszahlen und Festpunkte, wobei selbstverständlich die übrigen Stabenden ihre gegenseitige Lage beibehalten müssen.

Bezüglich der Bestimmung der Festpunkte und Uebergangskoeffizienten, sowie der Ableitung obiger Gleichungen für die Berechnung der Momente M_Δ^a u. M_Δ^b wird auf die Bücher von Dr. Suter und Straßner verwiesen.

Die infolge der Verschiebung in den einzelnen Stäben auftretenden Querkkräfte ergeben sich durch Addition der Absolutwerte der beiden Stabendmomente, wenn dieselben entgegengesetztes Vorzeichen haben bzw. durch deren Differenz, wenn sie gleiches Vorzeichen haben und dividiert durch die betreffende Stablänge (Abbildung 5) d. h. also



fahren nur durchführbar, wenn der Einfluß der Kräfte von einem Stockwerk auf das andere sich derart rasch vermindert, daß nur die Kräfte des nächstfolgenden Stockwerks (nach unten und oben) berücksichtigt zu werden brauchen. In den meisten praktisch vorkommenden Fällen trifft dies jedoch nicht zu. Das von Straßner angegebene Verfahren kann deshalb nur mit großer Vorsicht angewendet werden und kann keinesfalls Anspruch auf Genauigkeit machen.

Nachstehend soll nun ein einfaches Verfahren für die genaue Berechnung von Stockwerkrahmen auch für wagrechte Belastung unter teilweiser Verwendung des von Straßner eingeschlagenen Weges gezeigt werden.

Wie bereits erwähnt, handelt es sich hier um das Berechnungsverfahren für Rechnungsabschnitt II, bei welchem Verschiebungen der Knotenpunkte entstehen. Es ist deshalb zunächst zu untersuchen, welche Momente eine derartige Knotenpunktverschiebung hervorrufen. Bei einer gegenseitigen Verschiebung der beiden Enden eines Stabes senkrecht zur Stabachse um das Maß Δ treten an diesen beiden Endpunkten die aus folgenden Gleichungen zu bestimmenden Momente auf: (s. Abbildung 2—4).

$$\left. \begin{aligned} M_\Delta^a &= k \cdot a \\ M_\Delta^b &= k \cdot b \end{aligned} \right\} (1)$$

wobei $k = \frac{\Delta}{\beta \cdot l \cdot (l - a - b)}$

hierin bedeuten:

l die Stablänge,
 a den Festpunktsabstand des Stabes von A aus gemessen,
 b " " " " " B " " "

¹⁾ Dr. Suter: Berechnung des kontinuierlichen Balkens.

²⁾ Straßner: Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke.

³⁾ Straßner: Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke.

Stützenkopfvorschiebung 1.

Verschiebungsbilder

Momentenbilder

Stützenkopfvorschiebung 2.

Stützenkopfvorschiebung 3.

Abb. 8.

$$Q = \frac{[M_\Delta^a] + [M_\Delta^b]}{l} \text{ bei entgegengesetzten Vorzeichen der Stabendmomente}$$

und

$$Q = \frac{[M_\Delta^a] - [M_\Delta^b]}{l} \text{ bei gleichen Vorzeichen der Stabendmomente, wobei die beiden Momente mit ihren Vorzeichen einzusetzen sind.}$$

Aus den Querkkräften lassen sich schließlich diejenigen äußeren Kräfte ermitteln, welche die Verschiebung hervorrufen.

Um nun das eigentliche Berechnungsverfahren möglichst leicht verständlich zu erklären, gehen wir von einstockigen Rahmen aus und untersuchen die Einwirkung einer wagrechten Kraft auf denselben.

1. Einstöckiger Rahmen.

Auf den einstockigen, dreistieligen Rahmen nach Abbildung 6, dessen Stützen unten fest gelagert (gelenkig, elastisch oder vollkommen eingespannt) sind, wirke die wagrechte Kraft H am oberen Querbalken.

Diese wagrechte Kraft H bewirkt nun eine Verschiebung der Stützenköpfe in Richtung der Kraft, und zwar

ist das Maß der Verschiebung bei sämtlichen Stützenköpfen dasselbe, da die Stützenköpfe durch einen gemeinsamen Querbalken miteinander verbunden sind, und der Einfluß der Normalkräfte bei derartigen Rahmenberechnungen vernachlässigt wird. Die Größe der Verschiebung infolge Wirkung der wagrechten Kraft H ist uns nicht bekannt. Jedoch lassen sich mit Hilfe der Formeln (1) für ein angenommenes Maß der Verschiebung die auftretenden Momente bestimmen, woraus sich rückwärts aus den Querkäften die Erzeugungskraft E der Verschiebung, d. h. diejenige Kraft, welche die angenommene Verschiebung hervorruft, berechnen läßt. Durch Multiplikation dieser Mo-

mente mit dem Koeffizienten $\frac{H}{E}$ ergeben sich die gesuchten Momente für die wagrechte Kraft H .

Der Gang der Berechnung ist also folgender:

Nach Bestimmung der Grundgrößen für den angegebenen, dreistieligen, einstockigen Rahmen d. h. der Festpunkte und Uebergangszahlen (Abbildung 7), werden der Reihe nach für jede einzelne Stützenkopfverschiebung um ein angenommenes Maß Δ (meist 1 mm) die Momente M_{Δ}^a und M_{Δ}^b ermittelt. Zum leichteren Verständnis des Berechnungsvorgangs sind nebenstehend die einzelnen Momentenbilder mit den zugehörigen Verschiebungszuständen dargestellt, welche je einer Stützenkopfverschiebung entsprechen und eigentlich nur als gedachte Zwischenstadien aufzufassen sind (Abbildung 8). Die Bestimmung der Mo-

mente der Reihe nach für jede einzelne Stützenkopfverschiebung um ein angenommenes Maß Δ (meist 1 mm) die Momente M_{Δ}^a und M_{Δ}^b ermittelt. Zum leichteren Verständnis des Berechnungsvorgangs sind nebenstehend die einzelnen Momentenbilder mit den zugehörigen Verschiebungszuständen dargestellt, welche je einer Stützenkopfverschiebung entsprechen und eigentlich nur als gedachte Zwischenstadien aufzufassen sind (Abbildung 8). Die Bestimmung der Mo-

mente der Reihe nach für jede einzelne Stützenkopfverschiebung um ein angenommenes Maß Δ (meist 1 mm) die Momente M_{Δ}^a und M_{Δ}^b ermittelt. Zum leichteren Verständnis des Berechnungsvorgangs sind nebenstehend die einzelnen Momentenbilder mit den zugehörigen Verschiebungszuständen dargestellt, welche je einer Stützenkopfverschiebung entsprechen und eigentlich nur als gedachte Zwischenstadien aufzufassen sind (Abbildung 8). Die Bestimmung der Mo-

mente der Reihe nach für jede einzelne Stützenkopfverschiebung um ein angenommenes Maß Δ (meist 1 mm) die Momente M_{Δ}^a und M_{Δ}^b ermittelt. Zum leichteren Verständnis des Berechnungsvorgangs sind nebenstehend die einzelnen Momentenbilder mit den zugehörigen Verschiebungszuständen dargestellt, welche je einer Stützenkopfverschiebung entsprechen und eigentlich nur als gedachte Zwischenstadien aufzufassen sind (Abbildung 8). Die Bestimmung der Mo-

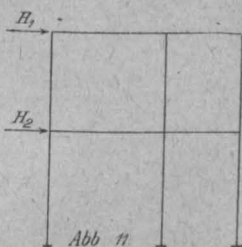


Abb. 11

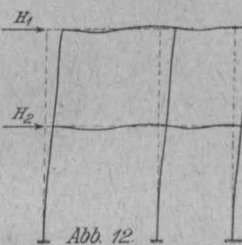


Abb. 12

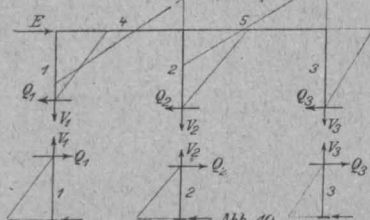


Abb. 10

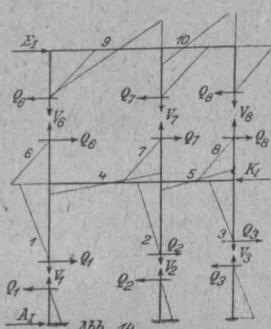
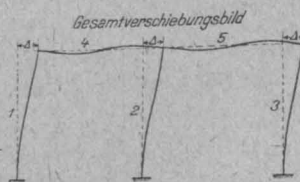
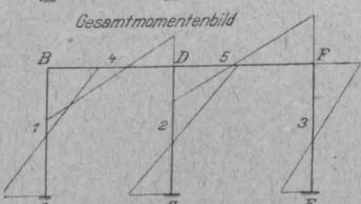


Abb. 14



Gesamtverschiebungsbild



Gesamtmomentenbild

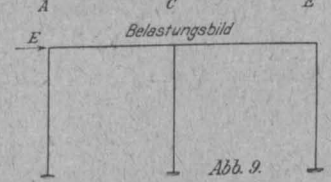


Abb. 9

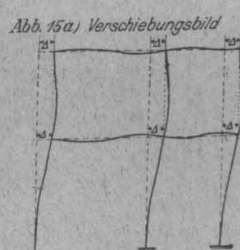


Abb. 15a, Verschiebungsbild

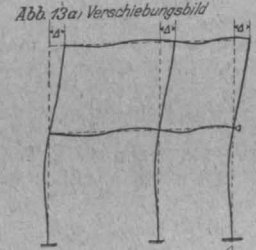
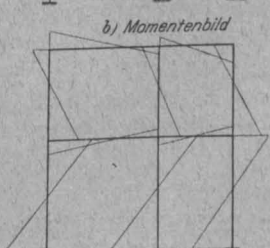
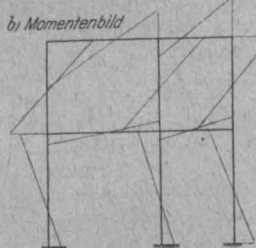


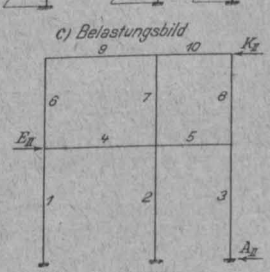
Abb. 13a, Verschiebungsbild



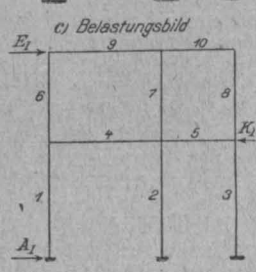
b) Momentenbild



b) Momentenbild



c) Belastungsbild



c) Belastungsbild

mente der Reihe nach für jede einzelne Stützenkopfverschiebung um ein angenommenes Maß Δ (meist 1 mm) die Momente M_{Δ}^a und M_{Δ}^b ermittelt. Zum leichteren Verständnis des Berechnungsvorgangs sind nebenstehend die einzelnen Momentenbilder mit den zugehörigen Verschiebungszuständen dargestellt, welche je einer Stützenkopfverschiebung entsprechen und eigentlich nur als gedachte Zwischenstadien aufzufassen sind (Abbildung 8). Die Bestimmung der Mo-

$$Q_1 = \frac{M_1^A + M_1^B}{l_1}, \quad Q_2 = \frac{M_2^C + M_2^D}{l_2}, \quad Q_3 = \frac{M_3^E + M_3^F}{l_3}$$

Die Erzeugungskraft E , welche diese Verschiebung des Rahmens hervorbringt, ist nun gleich der Summe dieser Querkräfte d. h.:

$$E = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

denn denken wir uns den Rahmen in den Momenten-Nullpunkten der Stützen durchschnitten, dafür die an diesen Schnittstellen wirkenden inneren Kräfte als äußere Kräfte angebracht und die allgemein gültigen Gleichungen angeschrieben

$$\sum H = 0, \quad \sum V = 0 \quad \text{und} \quad \sum M = 0,$$

so ergibt sich hieraus ohne weiteres

$$E = Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad (\text{Abbildung 10}).$$

E ist also diejenige Kraft, welche die angenommene wagrechte Verschiebung des Rahmens bewirkt, wobei die oben bestimmten Momente entstehen. Für irgend eine andere wagrechte Kraft H sind demnach die Momente im Rahmen ohne weiteres gegeben, indem die für E gefundenen

Momente mit dem Koeffizienten $\frac{H}{E}$ multipliziert werden.

2. Zweistöckiger Rahmen.

Für den zweistöckigen Rahmen nach Abbildung 11, seien die Momente unter der Einwirkung der beiden wagrechten Kräfte H_1 und H_2 zu berechnen.

Infolge dieser Belastung verändert der unten festgelegte Rahmen, wie in Abbildung 12 angegeben ist, seine Form d. h. die Knotenpunkte der Stockwerkbalken verschieben sich in wagrechter Richtung. Da uns die Größe der wagrechten Verschiebung der einzelnen Stockwerkbalken nicht bekannt ist, so müssen wir bei der Berech-

nung wieder auf indirektem Wege vorgehen und zunächst für eine angenommene Verschiebung die Momente und Kräfte aufstellen.

$$E_I = Q_6 + Q_7 + Q_8,$$

am oberen Stockwerkbalken

$$K_I = Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_1 + Q_2 + Q_3,$$

an der unteren Auflagerstelle

$$A_I = Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad (\text{Abbildung 14}).$$

Die Kraft E_I kann als die Erzeugungskraft dieses Verschiebungszustandes bezeichnet werden.

Bei Verschiebungszustand II wird der untere Stockwerkbalken um das Maß Δ ($= 1 \text{ mm}$) verschoben, dabei muß jedoch der obere Stockwerkbalken diese Verschiebung ebenfalls mitmachen, damit die Bedingung für die Weiterleitung der Momente, nämlich keine gegenseitige Verschiebung der übrigen Stabenden erfüllt bleibt (Abbildung 15a). Nach Bestimmung der Momente (Abbildung 15b) ergeben sich die dem Verschiebungszustand entsprechenden Kräfte (Abbildung 15c):

am oberen Stockwerkbalken

$$K_{II} = Q_6 + Q_7 + Q_8,$$

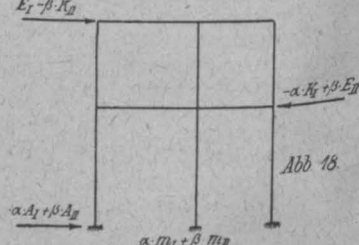
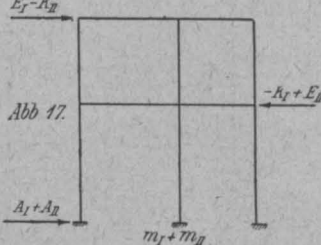
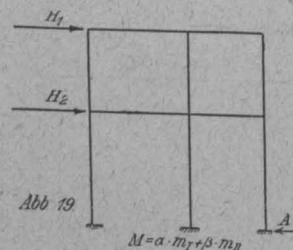
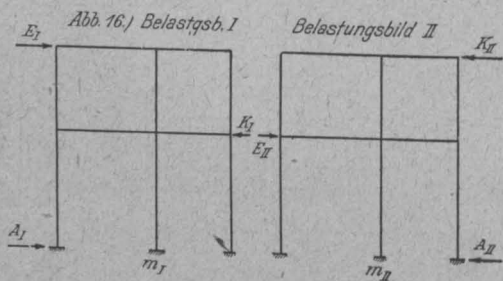
am unteren Stockwerkbalken

$$E_{II} = Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_1 + Q_2 + Q_3,$$

an der unteren Auflagerstelle

$$A_{II} = Q_1 + Q_2 + Q_3.$$

Die Kraft E_{II} kann hier wieder als die Erzeugungskraft bezeichnet werden.



(Abbildung 19), so bestehen zur Bestimmung der Koeffizienten α und β die beiden Bedingungsgleichungen

$$+ \alpha \cdot E_I - \beta \cdot K_{II} = + H_1$$

$$- \alpha \cdot K_I + \beta \cdot E_{II} = + H_2,$$

woraus sich dann die dem gesuchten Belastungsbild entsprechenden Momente ergeben zu

$$M = \alpha \cdot m_I + \beta \cdot m_{II}.$$

Es sind uns nun für 2 Belastungsbilder des Rahmens die Momente genau bekannt und zwar ist das Belastungsbild I, welches sich aus dem Verschiebungszustand I ergeben hat, als das elastische Maß für die wagrechte Verschiebung der oberen Stützenreihe anzusehen, während das Belastungsbild II dasselbe für die Verschiebung der unteren Stützenreihe darstellt. In den beiden Belastungsbildern ist also das ganze elastische Verhalten gegenüber der Wirkung von wagrechten Kräften ausgedrückt.

Mit Hilfe derselben sind wir in der Lage, für jede beliebige wagrechte Belastung die Momente anzugeben.

Für Belastungsbild I seien die Momente mit m_I und für Belastungsbild II mit m_{II} bezeichnet (Abbildung 16).

Addieren wir nun z. B. die Belastungsbilder I und II, so erhalten wir ein neues Belastungsbild mit den folgenden äußeren Kräften (Abbildung 17):

In der Praxis empfiehlt es sich meist, zunächst die Momente für die wagrechte Kraft 1 an jedem Stockwerkbalken für sich aufzustellen, um dann für beliebige Zusammenstellungen von wagrechten Kräften die Momente angeben zu können.

Die Bedingungsgleichungen zur Bestimmung der Koeffizienten α und β lauten dann:

Angriffskraft 1 am unteren Stockwerkbalken (Abbildung 20)

$$\alpha_1 \cdot E_I - \beta_1 \cdot K_{II} = 0,$$

$$- \alpha_1 \cdot K_I + \beta_1 \cdot E_{II} = 1$$

und $M_1 = \alpha_1 \cdot m_I + \beta_1 \cdot m_{II}.$

Angriffskraft 1 am oberen Stockwerkbalken (Abbildung 21)

$$\alpha_2 \cdot E_I - \beta_2 \cdot K_{II} = 1,$$

$$- \alpha_2 \cdot K_I + \beta_2 \cdot E_{II} = 0$$

und $M_2 = \alpha_2 \cdot m_I + \beta_2 \cdot m_{II}.$

(Schluß folgt.)

Literatur.

Eisenbetonbrücken. Von Dr.-Ing. K. W. Schächterle in Stuttgart. Aus Sammlung Götschen. 2. verbesserte Auflage. Kl. 8°, 166 S. Text mit 106 Abb. Berlin und Leipzig 1920. Vereinigung wissensch. Verleger Walter de Gruyter & Co. Pr. 1,60 M. + 50 %.

Schriften der vorliegenden Art, die in knappster Form doch eine möglichst alles Wichtige erschöpfende Uebersicht über ein verhältnismäßig weites Gebiet geben sollen, sind nur dann von Wert, wenn sie von einem Fachmann verfaßt sind, der das Gebiet theoretisch und praktisch in vollem Umfang beherrscht. Daß ein solcher hier gearbeitet hat, zeigt sich in allen 6 Abschnitten des Buches, das in Grundlagen des Entwurfes und der Berechnung, Brücken mit gerader Tragkonstruktion, Bogenbrücken, Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken, Bauausführung, Bau- und Unterhaltungskosten gegliedert ist. Die kleine überaus klar und verständlich geschriebene Schrift gibt eine ausgezeichnete Uebersicht über das Gebiet. Zu bedauern ist nur, daß das kleine Format der Sammlung bei den Konstruktionszeichnungen z. T. zu so starker Verkleinerung zwingt, daß darunter die Deutlichkeit leidet. —

Fr. E.

Literatur-Verzeichnis.

Neuerscheinungen. (Besprechung bleibt vorbehalten.)

Der Eisenbetonbau. Ein Leitfaden für Schule und Praxis von C. Kersten, Ob.-Ingenieur. Teil I. Ausführung und Be-

rechnung der Grundformen. 8., 343 S. Text mit 310 Textabb., 24 Zahlentafeln und 28 Zahlenbeispielen. 11. neu bearbeitete Auflage. Berlin 1920. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geb. 20 M.

Die neue Auflage ist gegenüber der 10. Auflage, die seit etwa 1 1/2 Jahren vergriffen ist, wesentlich verändert, wobei die neuen behördlichen Vorschriften und die neueren Versuche des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ grundlegend waren. Auch Abschnitt II (Baustoffe), sowie Abschnitt IV (Bauausführung) zeigen Veränderungen und Verbesserungen. Durchgreifender Art sind diese namentlich im theoretischen Teil, Abschnitt VIII (Schubspannungen), X und XI (Stützen) und XII (umschnürter Beton).

Zur Klärung der Knicktheorie bei Verlauf der elastischen Linie in der Ebene der wirkenden Kräfte. Von Brt. Dr.-Ing. Ludwig Freytag, Ob.-Ing. der Masch.-Fabr. Augsburg-Nürnberg A.-G. Werk Nürnberg. Als Manuskript gedruckt. Nürnberg 1920. Herausgegeben von der Masch.-Fabr. Augsburg-Nürnberg A.-G.

Der Verfasser legt dar, daß die Euler'sche Knickformel auf einem Tragschluß beruht und gibt durch Untersuchung bestimmter Fälle Richtlinien für den streng wissenschaftlichen Ausbau der Knicktheorie. —

Inhalt: Neubau des Warenhauses Theodor Althoff in Leipzig. — Der Bau von Eisenbahnwagen aus Eisenbeton. — Beitrag zur Berechnung von Stockwerkrahmen und sonstiger Rahmentragwerke. — Literatur. — Literatur-Verzeichnis. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

17. Jahrgang 1920.

NO 10.

Neubau des Warenhauses Theodor Althoff in Leipzig.

Von Dr.-Ing. Karl Gersuny, Oberingenieur der Firma Max Pommer in Leipzig.

(Schluß. Hierzu die Abbildungen Seite 75.)



über die Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung des Baues in Eisenbeton seien noch die nachstehenden kurzen Angaben gemacht.

Es wurde schon ausgeführt, daß die Geschoßdecken durch die Stützenanordnung in nahezu quadratische Felder aufgelöst werden. Sie sind i. Allg. für eine Nutzlast von 500 kg/m^2 ,

die Decke unter der Durchfahrt (für leichten Wagenverkehr), sowie jene unter der Druckerei im Dachgeschoß für 1200 kg/m^2 Nutzlast berechnet und teils als einfach, teils als kreuzweise gespannte Platten ohne Nebenelemente ausgeführt worden.

Sämtliche Unterzüge, deren Ausbildung und Bewehrung keine Besonderheiten zeigt, wurden 35 cm breit und 65 cm hoch und ohne Konsol an den Stützen hergestellt; diese Beschränkung der Konstruktionshöhe erwies sich infolge der dadurch bewirkten hohen Schubspannungen in statischer Hinsicht als eine wesentliche Erschwerung.

Bei den durch die zurückgesetzte Front im Preußergäßchen stark belasteten Abfangträgern wurde der beiderseits einmündende Frontsturz durch besondere Vorkehrungen zur Aufnahme der Schubkraft herangezogen. Abgesehen von der durch die Sturzbewehrung ohnehin gegebenen starren Verbindung mit dem Unterzug wurden ungefähr, wie Abb. 8, S. 75 zeigt, 30 cm vordem Säulenfuß beginnend 6 nach außen sich verbreiternde, triangel förmig gebogene Rundisen von 16 mm Durchm. über dem Stützauflager verlegt und miteinander durch Querbügel von 8 mm Durchm. in 10 cm Abstand fest verknüpft. Bei einer Verbreiterung dieser durch Rundiseineinlagen zur Schubaufnahme herangezogene Zone auf rd. $1,36 \text{ m}$ kann bei einer höchstzulässigen Schubspannung von 12 kg/cm^2 und einer Trägerhöhe von 65 cm eine Querkraft $Q = 136 \cdot 12 \cdot 0,9 \cdot 61 = 90000 \text{ kg}$ aufgenommen werden.

Zur Vereinfachung der etwas umständlichen Berechnung der nach Abbildung 9 mit Dreieckslasten belasteten Balken wurde mit einer gleichmäßig verteilten Ersatzlast gerechnet, deren Ableitung für einen über 2 Felder durchlaufenden Träger angeführt sei.

Es ist $M_1 = -\frac{1}{2(l+l_1)}\left(\frac{K}{l} + \frac{K_1}{l_1}\right)$,
worin $K = \Sigma P a (l^2 - a^2)$ und $K_1 = \Sigma P_1 a_1 (l_1^2 - a_1^2)$.

Für die Dreieckslast ist $dP = y dx$, $y = \frac{2hx}{l}$ von 0
bis $\frac{l}{2}$, und $y = \frac{2h(l-x)}{l}$ von $\frac{l}{2}$ bis l .

Demnach $K = \int_0^l y dx \cdot x (l^2 - x^2) =$

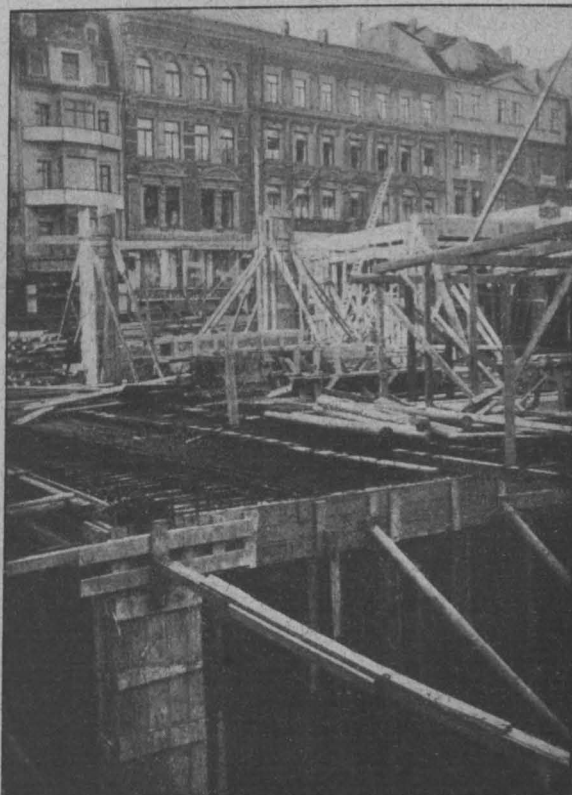


Abbildung 14. Von der Ausführung.

$$= \frac{2h}{l} \left[\int_0^{\frac{l}{2}} x^2 (l^2 - x^2) dx + \int_{\frac{l}{2}}^l x (l-x) (l^2 - x^2) dx \right]$$

Daraus ergibt sich $K = \frac{5}{32} h l^4$.

Mit $h = \frac{2Q}{l}$ und gleichen Trägerlängen ist bei beider-

Der Auflagerdruck $A = -\frac{8080}{6,90} + 9630 \cdot \frac{1}{2} = 3645 \text{ kg}$;
nach $x^2 = \frac{3,45^2 \cdot 2645}{\frac{1}{2} \cdot 9630} = 9,0$ liegt der Bruchquerschnitt bei

$x = 3,0 \text{ m}$ von A ; $M_{\max} = 3645 \cdot 3,0 - \frac{4815 \cdot 9,0}{3,45^2} \cdot \frac{3,0}{3} = 7285 \text{ mkg}$.

Für gleichmäßig verteilte Belastung ist

$M = (0,07g + 0,095p) l^2$; für $\frac{p}{g} = \frac{450}{1016} \approx 0,45$; $M = \frac{1}{12,3} q l^2$,

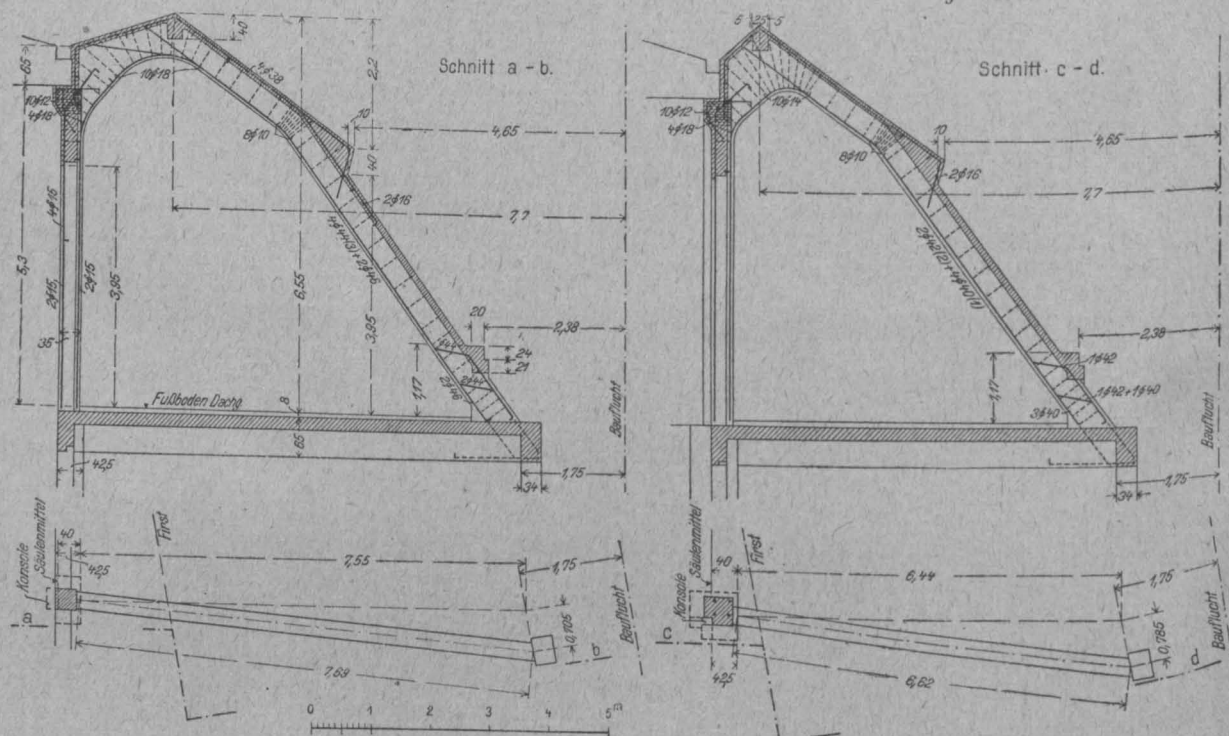


Abbildung 10. Dachbinder an der Peters-Strasse.

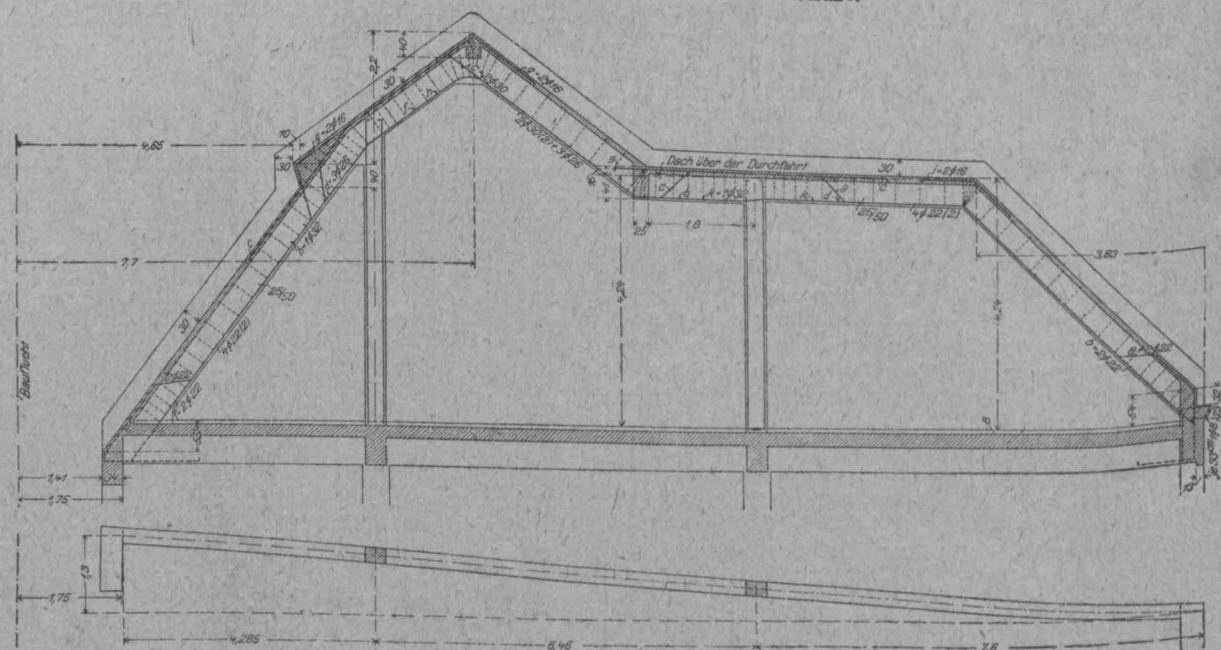


Abbildung 11. Dachbinder am Neumarkt.

seitiger Nutzbelastung $M_1 = -\frac{5l^2}{128} \cdot 2h = -\frac{1}{6,4} Ql$.

Als gleichwertige gleichmäßige Belastung ergibt sich dann aus $-\frac{1}{6,4} Ql = -0,125 q l^2$; $q = \frac{Q}{0,8l} = \frac{5Q}{4l}$ für das größte Stützenmoment.

Für einseitige Nutzbelastung ist mit den Werten $Q = 9630 \text{ kg}$, $Q_1 = 5370$ und $l = 6,90 \text{ m}$

$$M_1 = -\frac{1}{12,8} (9630 + 5370) \cdot 6,90 = -8080 \text{ mkg}.$$

daher die der Dreiecksbelastung gleichwertige Last für das größte Feldmoment $q = \frac{7285 \cdot 12,3}{6,90^2} = 1880 \text{ kg/m} = \frac{4Q}{3l}$.

Die im Niveau der Petersstrasse angelegte Kellerdecke ist — auch unter den Lichthöfen — ohne Oberlichtunterbrechung durchaus geschlossen und an der Stelle der Auslagsböden um $0,245 \text{ m}$ beziehungsweise am Neumarkt um $1,245 \text{ m}$ erhöht. Der $1,0 \text{ m}$ betragende Höhenunterschied zwischen dem Erdgeschoßfußboden und dem Straßenniveau des Neumarktes ist durch eine Differenzterrasse beim Eingang am Neumarkt überwunden.

Die Eisenbetonsäulen beginnen im Dachgeschoß mit einem Querschnitt von $35/35$ cm und verstärken sich auf $75/75$ cm im Keller. Das Mischungsverhältnis für den Beton der Decken war ein Teil Zement zu $4\frac{1}{2}$ und der Säulen ein Teil Zement zu $3\frac{1}{2}$ Teilen Grubenkies.

Wie die sämtlichen Geschoßdecken sind auch die ganzen Dachkonstruktionen in Eisenbeton ausgeführt. Unsere Abbildungen 10—13 zeigen eine Reihe verschiedener Dachbinderformen (vergl. hierzu den Grundriß,

Der Bau von Eisenbahnwagen aus Eisenbeton.

Vortrag auf der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin, Mai 1920,
von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. (Schluß)



Man kommt den statischen und dynamischen Verhältnissen am besten dann näher, wenn man die verschiedenen Möglichkeiten in Einheiten von je 1000 kg Pufferdruck untersucht. Die Stoßdrücke können entweder auftreten als gleichwertige Stöße auf beide Puffer zugleich oder als einseitiger Stoß auf nur einen Puffer; der letztere

Abbildung 2 und die Schnitte Abbildungen 3 u. 4 in No. 9). Die Zeichnungen bedürfen keiner weiteren Erläuterung. Für die Dachlatten zur Befestigung des Falzziegeldaches der schrägen Dachflächen wurden Holzdübel in die Betondecke eingelassen; die wagrechten Dachflächen sind mit Holzzement abgedeckt. —

Nachschrift der Schriftleitung. Bei Drucklegung erhalten wir vom Verfasser in Berichtigung seiner eigenen Angaben in No. 9 die Mitteilung, daß der architektonische Entwurf nicht von Prof. Kreis, sondern aus dem Atelier der Fa. Schoendorf in Düsseldorf stamme.

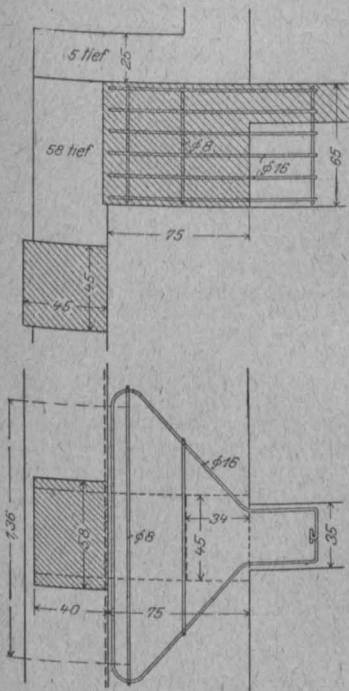


Abbildung 8. Frontsturz i. III. Ob.-Geschoß.

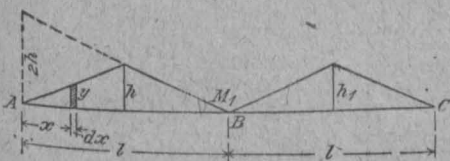


Abbildung 9. Belastungsschema.
Der Neubau des Warenhauses Theodor Althoff
in Leipzig.

Fall tritt dann ein, wenn einer der Puffer nicht in Ordnung ist. Die Größe und Wirkungsweise der Stöße ist abhängig von der Stellung eines Wagens innerhalb eines Zuges. Stößt ein rollender Wagen auf eine Reihe von stehenden, nicht gebremsten Wagen, so wächst sowohl in dem stoßenden als in den gestoßenen Wagen der Pufferdruck von Null bis zum Höchstwert. Die dem rollenden Wagen innewohnende Energie wird aufgezehrt durch den Widerstand der Pufferfedern, durch die innere Formänderungsarbeit der Untergestelle und durch den Reibungswiderstand auf dem Gleis. Die ungünstigsten Beanspruchungen treten aber dann auf, wenn einer oder mehrere rollende Wagen auf einen einzeln stehenden Wagen stoßen, dessen Pufferfeder- und Reibungswiderstand nur gering ist. In diesem Fall muß der größte Teil der Stoßenergie durch die inneren Formänderungen des Untergestelles im gestoßenen Wagen verarbeitet werden, womit natürlich in letzterem erhebliche Beanspruchungen auftreten.

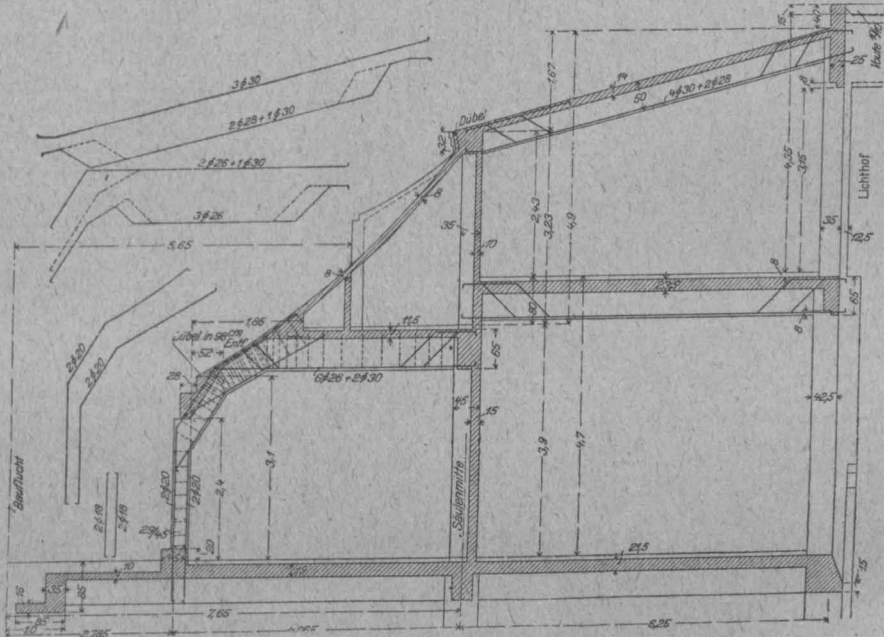


Abbildung 13. Dachbinder am Preußergäßchen.

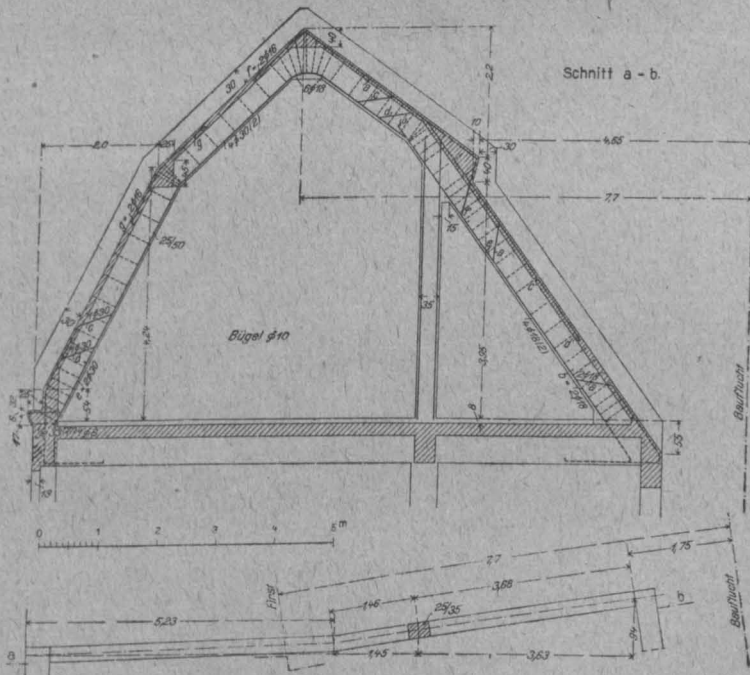


Abbildung 12. Dachbinder an der Peters-Straße.

gebremsten Wagen aufgefahen wird. Diese Beanspruchungen kommen im wesentlichen denjenigen bei einseitigem Pufferdruck gleich.

In Erwägung dieser Verhältnisse und nach Durchrechnung aller möglichen Fälle würde an den Entwurf des ersten

Wagens herangegangen und es wurden dann die hauptsächlichsten Abmessungen festgelegt.

Um aber das Kräftepiel bis ins einzelne zu erforschen, um namentlich einen zahlenmäßigen Einblick in die Größe der auftretenden Kräfte zu bekommen, sowie um ferner die gewählte Form und die vorläufig festgelegten Abmessungen zu prüfen, wurde ein besonderer Zerstörungs-Versuch vorgenommen, der so angelegt war, daß der Eisenbeton unter den denkbar ungünstigsten, im Eisenbahnbe-

bindende und versteifende Bodenplatte, sondern es wurden auch diejenigen Verstärkungen der Haupt-Längsträger weggelassen, die mit einer Eigenart meiner geschützten Konstruktionen bilden. Gegen diesen, mit Puffern versehenen Probekörper wurde nach genügendem Alter des Betons derart mit eisernen Wagen angefahren, daß deren Geschwindigkeit mehrfach gemessen und so aus dem bekannten Gewicht und der Geschwindigkeit die beim Auftreffen vorhandene lebendige Kraft berechnet werden konnte.

Das Ergebnis des Versuches konnte selbst den an die Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons gewöhnten Fachmann überraschen: der ganze 35 t schwere Prellbock und der auf-fahrende Wagen wurden bei den knallartigen gewaltigen Stößen um 10, bzw. 20 cm gehoben. Das aus Profileisen bestehende Ladegut des eisernen Wagens durchschlug die Verstärkungseisen der Kopfklappen und schoß etwa 3 m vor. Stirnträger, Puffer und Längsträger des zuerst verwendeten eisernen Wagens wurden derart beschädigt, daß der letztere sofort unbrauchbar wurde und ausgewechselt werden mußte. Sämtliche Pufferfedern, sowohl diejenigen des anprallenden Wagens als auch die am Prellbock waren gerissen. Am Versuchskörper zeigten sich zunächst nur am Stirnträger feine Risse, wobei dahingestellt bleiben darf, ob solche beim Vorhandensein der Bodenplatte überhaupt eingetreten wären.

Nach Bereitstellung eines zweiten eisernen Wagens wurden die Versuche fortgesetzt. Auch diesmal zeigten sich dieselben Vorgänge: unter der Wucht der Stöße wurde auch der zweite eiserne Wagen unbrauchbar, die Risse im Versuchskörper vergrößerten sich (Abbild. 2) und schließlich trat die Erschöpfung der Widerstandskraft durch Ausknicken der äußeren Längsträger ein (Abbildung 3), welche, wie bereits angedeutet, hier unter ganz außerordentlich ungünstigen statischen Verhältnissen zu arbeiten gezwungen waren. Die bei dem Versuch angestellten Messungen und Beobachtungen ergaben wertvolle Anhaltspunkte für die

Brauchbarkeit der aufgestellten Theorie über die Verarbeitung der Pufferstöße im Eisenbeton-Körper, für die auftretenden größten Formänderungen und deren Art, sowie für die Größe der stoßenden Kräfte.

Schon vor der Durchführung des eben erwähnten Zerstörungsversuches wurde als erster Wagen ein offener 20 t-Kohlenwagen ohne Bremse für die Portlandzementwerke Heidelberg-Mannheim-Stuttgart A. G. für deren eigenen Gebrauch gebaut. Der Wagen wirkt durch seine hohen Bordwände etwas kurz und gedrungen. Die Entladung erfolgt durch seitliche Klappen, deren 3 sich auf jeder Seite befinden. Mit Ausnahme dieser Klappen ist der ganze Wagen vollständig aus Eisenbeton; der Arbeitsboden des Untergestelles ist zum Schutz gegen mechanische Abnutzung und gegen die Einwirkungen der Kohle mit einem imprägnierten Stahlhaut-Überzug versehen.

Bei diesem ersten Wagen sind die Abmessungen vorsichtshalber noch ziemlich reichlich ausgefallen. Die Ergebnisse des Zerstörungsversuches gestatteten nach wiederholter Durchrechnung bereits eine nennenswerte Verminderung.

Abbildung 4 zeigt den zweiten, von der bereits erwähnten Waggonfabrik H. Fuchs-Heidelberg erbauten Wagen nach der Ausschalung und nachdem das Untergestell auf die Räder gesetzt worden war. Die Rungen sind teils aus Eisenbeton, teils aus Eisen, da in diesem Fall besondere Gründe vorlagen, die Türen an den Langseiten, sowie die Stirnklappen so zu gestalten, daß womöglich alle beim eisernen Wagen gewohnten normalen Teile Verwendung finden konnten. Abb. 5 gibt den fertigen fahrbereiten, auf seine Lauffähigkeit bereits von der badischen Staatsbahn-Behörde abgenommenen Wagen. Bei dem Beschauer darf wohl als erster Eindruck die Annahme vermutet werden, daß das Untergestell gar nicht aus Eisenbeton, sondern wie üblich aus eiser-

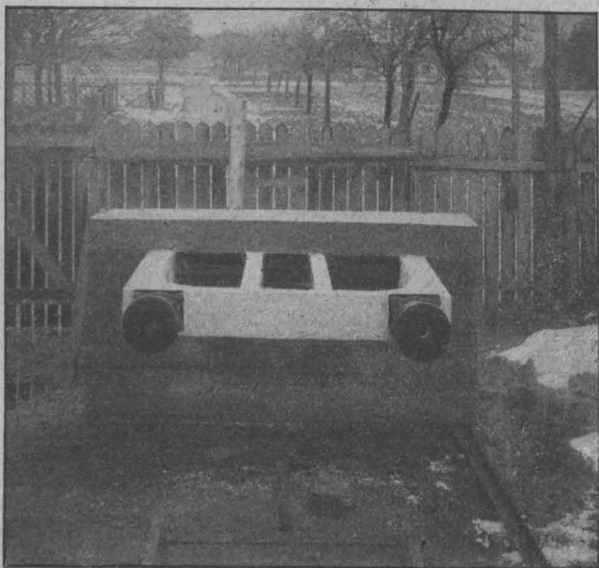


Abbildung 1. Prellbock für die Zerstörungsversuche.

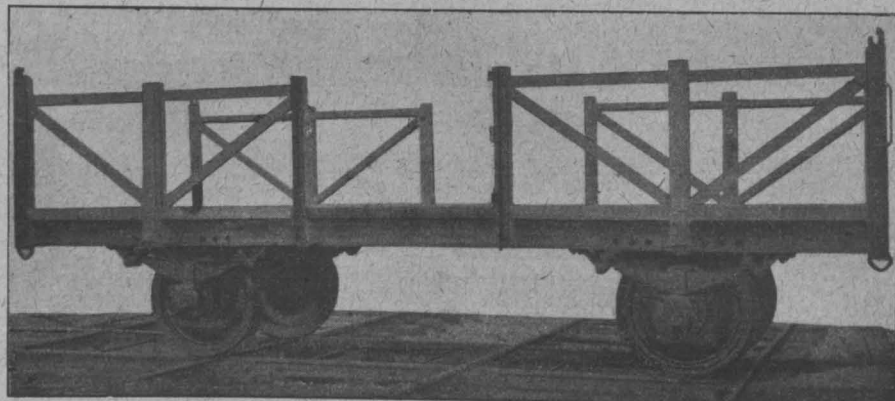


Abbildung 4. Eisenbeton-Gestell des Güterwagens.

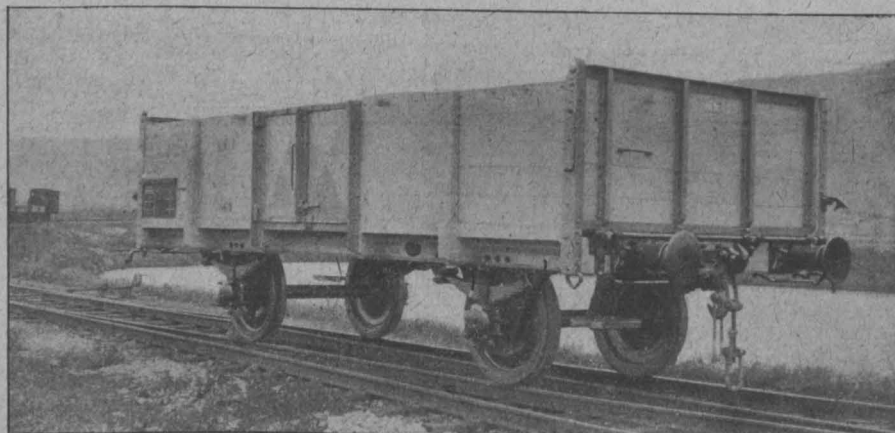


Abbildung 5. Fertiger Güterwagen in Eisenbeton.

trieb nicht in diesem Ausmaß möglichen Bedingungen arbeiten mußte. Die Waggonfabrik H. Fuchs A.-G. in Heidelberg erklärte sich in entgegenkommendster und weitblickender Weise bereit, einen solchen Versuch auf ihre Kosten und auf ihrem Gelände durchführen zu lassen. Es wurde zu diesem Zweck ein neuer, 35 t schwerer Prellbock aus bewehrtem Beton nach Abbildung 1 erstellt, in welchen gleichzeitig das vordere Drittel eines Eisenbeton-Untergestelles starr eingespannt wurde. Zu besserer Klarlegung der auftretenden Formänderungen wurde nicht nur die ver-

Untergestell auf die Räder gesetzt worden war. Die Rungen sind teils aus Eisenbeton, teils aus Eisen, da in diesem Fall besondere Gründe vorlagen, die Türen an den Langseiten, sowie die Stirnklappen so zu gestalten, daß womöglich alle beim eisernen Wagen gewohnten normalen Teile Verwendung finden konnten. Abb. 5 gibt den fertigen fahrbereiten, auf seine Lauffähigkeit bereits von der badischen Staatsbahn-Behörde abgenommenen Wagen. Bei dem Beschauer darf wohl als erster Eindruck die Annahme vermutet werden, daß das Untergestell gar nicht aus Eisenbeton, sondern wie üblich aus eiser-

nen Profilen bestehe. Die Konstruktion kann als gefällig, jedenfalls nicht als plump angesprochen werden, wobei aber auch hier nach entsprechender Bewährung und Erfahrung noch einige Gewichtersparnisse in sicherer Aussicht stehen.

Was nun das Eigengewicht der Eisenbetonwagen anbelangt, so ist dies naturgemäß größer als beim eisernen Wagen und hierin liegt ein nicht zu leugnender, aber vielleicht auch der einzige, wohl nicht restlos zu beseitigende Nachteil der neuen Bauweise. Vorläufig muß man damit rechnen, daß bei Verwendung von vollgewichtigem Kiesbeton ein Eisenbetonwagen im unbeladenen Zustand etwa 35 % mehr und im beladenen Zustand etwa 10 % mehr wiegt als ein eiserner Wagen gleicher Abmessungen. Bei Verwendung von Leichtbeton ermäßigen sich diese Zahlen auf etwa 22 % beim unbeladenen und auf etwa 7 % beim beladenen Wagen. Aber abgesehen davon, daß an den Abmessungen mit der Zeit wohl noch weiterhin gespart werden kann, ist dabei zu beachten, daß die erwähnten Vergleiche sich zunächst nur auf Wagen von verhältnismäßig geringer Tragfähigkeit beziehen. Wir müssen jedoch im Eisenbahn-Betrieb überhaupt immer mehr dahin kommen, die Beförderung der Massengüter in größeren Einheiten vorzunehmen. Je größer aber die Ladefähigkeit gewählt wird, um so wirtschaftlicher und im Gewicht um so vorteilhafter wird sich der Eisenbetonwagen in Uebereinstimmung mit den Erfahrungen im Hoch- und Schiffsbau erweisen.

Besondere Bedeutung kommt ferner der Frage der Befestigung der wichtigeren Beschlagteile am Beton zu. Hierher gehört vor allem die Befestigung der Achshalter, welche beim Rangieren und beim Kippen der Wagen z. T. erheblichen Beanspruchungen ausgesetzt sind, die Befestigung der Federböcke und der Puffer. Aber was in anderen Ländern bereits mit offenbarem Erfolg gelungen ist, dürfte auch bei uns nicht unmöglich sein. Bei den bis jetzt konstruierten Wagen sind verschiedene Lösungen versucht worden, deren Brauchbarkeit natürlich erst in längerem Betrieb geprüft und erwiesen werden kann. Es handelt sich dabei teils um kräftige Steinschrauben, deren Bolzen innerhalb der auftretenden Kräfte wohl kaum abgerissen werden dürften, teils um durchgehende Schrauben, die jederzeit auswechselbar sind. Gerade auf diesem Gebiet ist die neue Bauweise auf ein wohlwollendes Eingehen der Behörden auf ihre Eigenart angewiesen, denn mit Nieten kann der Beton nicht angefaßt werden. Im Uebrigen wird auch hier die Betriebserfahrung einerseits und das ernste Streben nach Besserem andererseits zu brauchbaren Lösungen führen, welche den Anforderungen des Betriebes gewachsen sind.

Dem größeren Eigengewicht steht auf der anderen Seite der erheblich geringere Eisenverbrauch, sowie die größere Wirtschaftlichkeit gegenüber. Was das Untergestell allein anbetrifft, so sind für einen normalen offenen 15 t-Güterwagen ohne Bremse rd. 1200 kg Profileisen nötig, dessen Zurichten, Lochen, Bohren, Nieten und dergl. nicht nur eine erhebliche Arbeit, sondern auch eine große Anzahl von Sondermaschinen erfordert. Der Eisenbetonwagen dagegen benötigt nur rd. 570 kg gewöhnliches Handelsrundeisen, das sind nur 47 % des Eisen-

bedarfes des eisernen Wagens. Das Preisverhältnis ist aber noch viel günstiger, weil das abgebogene Rundeisen nur einen kleinen Bruchteil dessen kostet, was für das zugerichtete Profileisen aufzuwenden ist. Auch der eben erwähnte Rundeisenverbrauch dürfte sich mit der Zeit noch weiterhin verringern lassen.

Die serienmäßige Herstellung des Eisenbetonwagens verspricht erhebliche wirtschaftliche Vorteile. Nicht nur, daß der viel geringere Eisenverbrauch an sich den Bau solcher Wagen unter den heutigen Verhältnissen

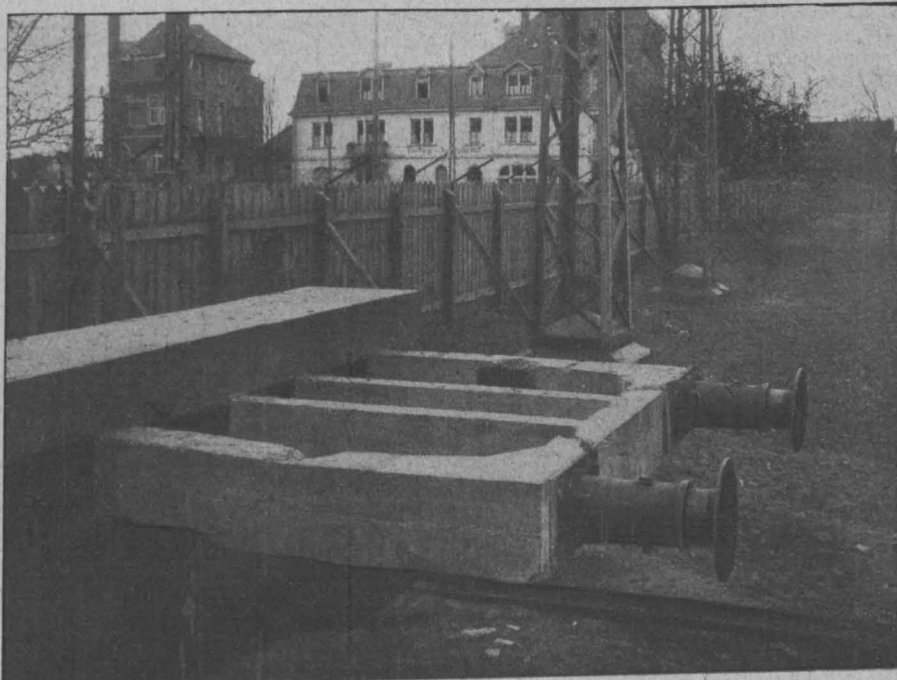


Abbildung 3. Zerstörung durch Ausknicken der äußeren Längsträger.

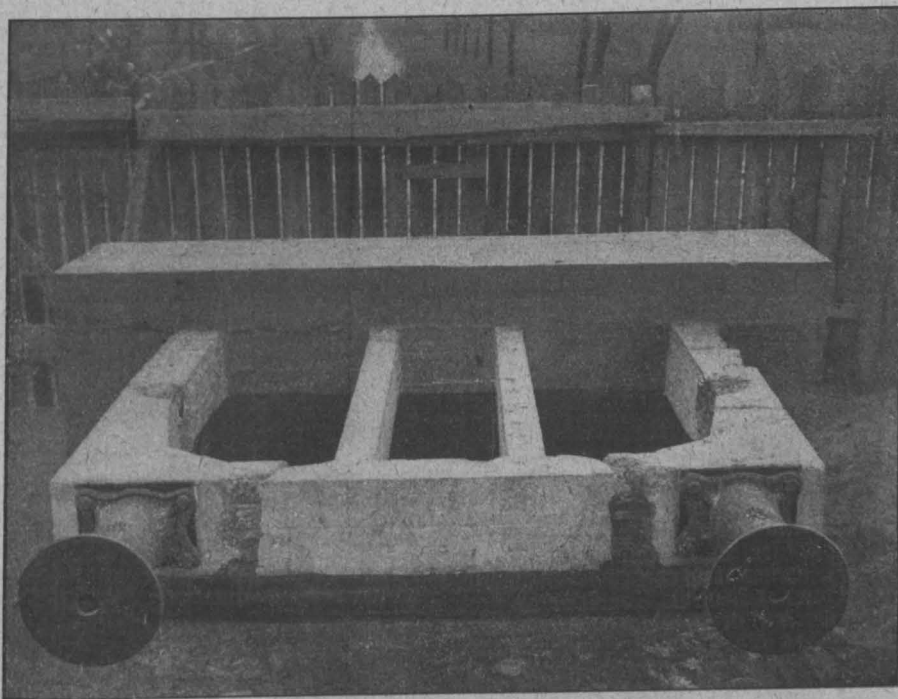


Abbildung 2. Zerstörungen an Stirn- und Längsträger.

viel eher ermöglicht — sondern die Eisenbetonwagen werden sich bei fabrikmäßigem Reihenaufbau auch nennenswert billiger stellen als die eisernen. Die größere Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonwagens ist aber nicht nur in den geringeren Herstellungskosten begründet, sondern namentlich auch in der vermutlich viel geringeren Reparaturbedürftigkeit. Dadurch wird der Eisenbetonwagen dem Verkehr viel weniger oft und im ganzen viel weniger lang entzogen, er leistet also voraussichtlich viel mehr, finanziell nutzbare Frachtkilometer. Durch diese Sachlage dürfte der Nachteil der durch das größere Gewicht entstehenden höheren Betriebsunkosten reichlich aufgewogen werden. —

Beitrag zur Berechnung von Stockwerkrahmen und sonstiger Rahmentragwerke.

Von Dipl.-Ing. E. Traub, Obering. der Firma Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt a. d. H. (Fortsetzung statt Schluß.)



us dem Vorausgegangenen dürfte schon zur Genüge hervorgehen, wie das Berechnungsverfahren auf drei- und mehrstöckige Rahmen ausgedehnt werden kann.

Es sind stets so viele Verschiebungszustände zu bilden als Verschiebungsmöglichkeiten d. h. Stockwerke vorhanden sind. Durch die diesen entsprechenden Belastungsbilder ist uns dann das ganze elastische Verhalten gegenüber der Einwirkung von wagrechten Kräften gegeben. Haben wir also für einen ganz bestimmten Belastungsfall d. h. für bestimmte wagrechte Kräfte die Berechnung durchzuführen, so ist es nur nötig,

wobei die Momente m_I , m_{II} und m_{III} mit ihren Vorzeichen einzusetzen sind.

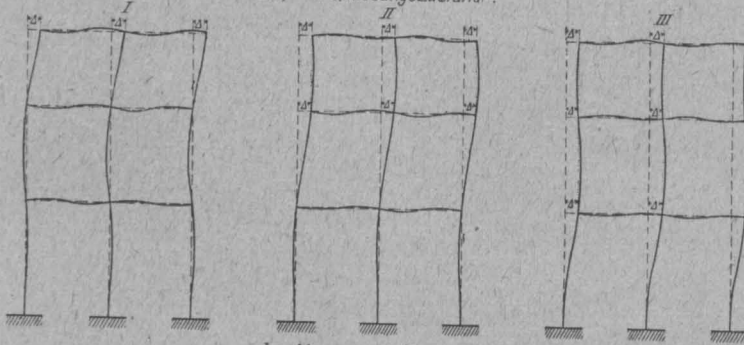
Für die wagrechte Kraft 1 am zweiten Stockwerkbalken (Abbildung 24) lauten die Bedingungsgleichungen

$$+ a_2 \cdot E_I - \beta_2 \cdot K_{II}''' + \gamma_2 \cdot K_{III}''' = 0$$

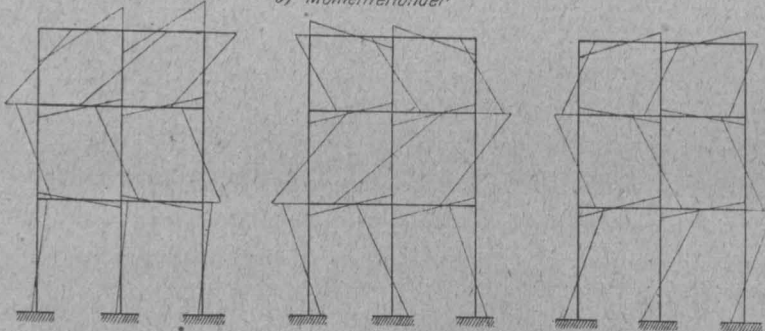
$$- a_2 \cdot K_I'' + \beta_2 \cdot E_{II} - \gamma_2 \cdot K_{III}'' = 1$$

$$+ a_2 \cdot K_I' - \beta_2 \cdot K_{II}' + \gamma_2 \cdot E_{III} = 0$$

Abb. 22a) Verschiebungszustände.



b) Momentenbilder



c) Belastungsbilder

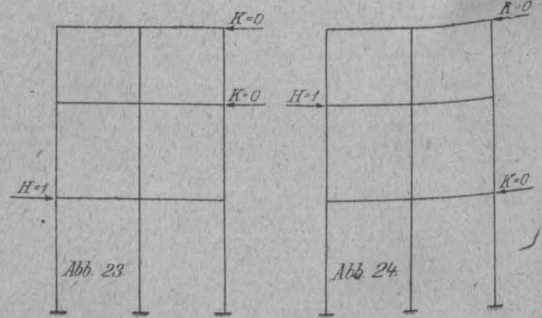
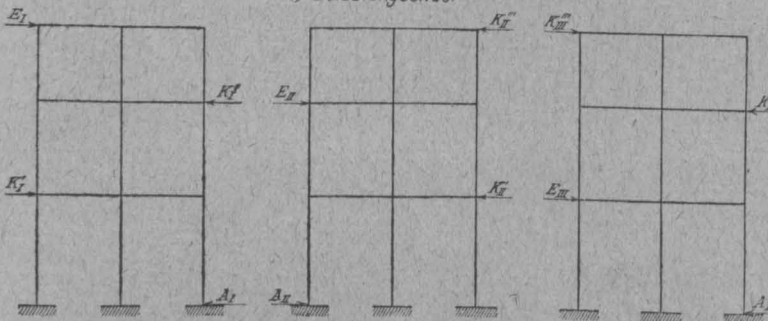


Abb. 23

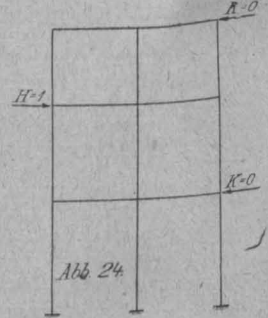


Abb. 24

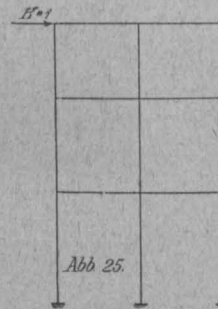


Abb. 25

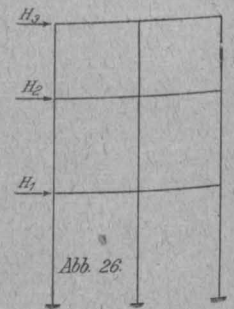


Abb. 26

K	14	L	15	M
11	12	13		
9	H	10	J	
6	7	8		
D	4	E	5	F
1	2	3		
A	B	C		

Abb. 27

und die Momente

$$M_2 = a_2 \cdot m_I + \beta_2 \cdot m_{II} + \gamma_2 \cdot m_{III}.$$

Ebenso für die wagrechte Kraft $H=1$ am obersten Stockwerkbalken (Abbildung 25)

$$+ a_3 \cdot E_I - \beta_3 \cdot K_{II}''' + \gamma_3 \cdot K_{III}''' = 1$$

$$- a_3 \cdot K_I'' + \beta_3 \cdot E_{II} - \gamma_3 \cdot K_{III}'' = 0$$

$$+ a_3 \cdot K_I' - \beta_3 \cdot K_{II}' + \gamma_3 \cdot E_{III} = 0$$

und

$$M_3 = a_3 \cdot m_I + \beta_3 \cdot m_{II} + \gamma_3 \cdot m_{III}.$$

Für eine beliebige Belastung H_1 , H_2 und H_3 an den verschiedenen Stockwerkbalken (Abbildung 26) erhalten wir dann die Momente zu

$$M = H_1 \cdot M_1 + H_2 \cdot M_2 + H_3 \cdot M_3.$$

Für den letzteren Belastungsfall können die Momente auch unmittelbar gefunden werden, indem wir die dem Belastungsfall entsprechenden Bedingungsgleichungen aufschreiben:

$$+ a \cdot E_I - \beta \cdot K_{II}''' + \gamma \cdot K_{III}''' = H_3$$

$$- a \cdot K_I'' + \beta \cdot E_{II} - \gamma \cdot K_{III}'' = H_2$$

$$+ a \cdot K_I' - \beta \cdot K_{II}' + \gamma \cdot E_{III} = H_1,$$

woraus dann

$$M = a \cdot m_I + \beta \cdot m_{II} + \gamma \cdot m_{III} \text{ folgt.}$$

In der Praxis wird die Aufstellung der Momente für die gesuchten Belastungsfälle am einfachsten in tabellarischer Form wie nachstehend angegeben vorgenommen, wobei es sich im allgemeinen empfiehlt, die Koeffizienten für die Einheitsbelastungen zu bestimmen (Siehe auch Abb. 27):

die einzelnen Belastungsbilder, für welche die Momente ebenfalls genau bekannt sind, derart zusammen zu setzen, daß diese Kombination dem gesuchten Belastungsfall entspricht. Die Koeffizienten, mit welchen die einzelnen Belastungsbilder zu multiplizieren sind, sind eindeutig bestimmt, da uns stets ebensoviel Bedingungsgleichungen zur Verfügung stehen, als Koeffizienten vorhanden sind.

Für den dreistöckigen Rahmen seien im Folgenden noch kurz die zu bildenden Verschiebungszustände mit den zugehörigen Momenten- und Belastungsbildern (siehe Abbildung 22a-c) angegeben und die Bedingungsgleichungen zur Bestimmung der Koeffizienten für die im allgemeinen notwendigen Belastungsfälle angeschrieben:

Suchen wir also für den Belastungsfall (Abbildung 23) d. h. für die wagrechte Kraft 1 am ersten Stockwerkbalken die Momente, so ergeben sich die Koeffizienten, mit welchen wir die Momentenbilder m_I , m_{II} und m_{III} zu multiplizieren haben, aus den mit Hilfe der Belastungsbilder aufzustellenden Bedingungsgleichungen

$$+ a_1 \cdot E_I - \beta_1 \cdot K_{II}''' + \gamma_1 \cdot K_{III}''' = 0$$

$$- a_1 \cdot K_I'' + \beta_1 \cdot E_{II} - \gamma_1 \cdot K_{III}'' = 0$$

$$+ a_1 \cdot K_I' - \beta_1 \cdot K_{II}' + \gamma_1 \cdot E_{III} = 1,$$

woraus a_1 , β_1 und γ_1 zu berechnen sind

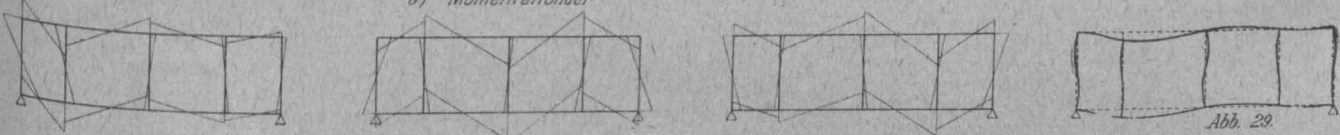
Die gesuchten Momente sind dann für diesen Fall

Stabendmoment	bei	A_1	B_2	C_3	D_1	D_4	D_6	E_2	E_4
Momente für Belastungsbild I	m_I									
Momente für Belastungsbild II	m_{II}									
Momente für Belastungsfall III	m_{III}									
$M_1 = a_1 \cdot m_I + \beta_1 \cdot m_{II} + \gamma_1 \cdot m_{III}$	$a_1 \cdot m_I$									
	$\beta_1 \cdot m_{II}$									
	$\gamma_1 \cdot m_{III}$									
Momente für Belastungsfall I	M_1									
$M_2 = a_2 \cdot m_I + \beta_2 \cdot m_{II} + \gamma_2 \cdot m_{III}$	$a_2 \cdot m_I$									
	$\beta_2 \cdot m_{II}$									
	$\gamma_2 \cdot m_{III}$									
Momente für Belastungsfall II	M_2									
$M_3 = a_3 \cdot m_I + \beta_3 \cdot m_{II} + \gamma_3 \cdot m_{III}$	$a_3 \cdot m_I$									
	$\beta_3 \cdot m_{II}$									
	$\gamma_3 \cdot m_{III}$									
Momente für Belastungsfall III	M_3									
$M = H_1 \cdot M_1 + H_2 \cdot M_2 + H_3 \cdot M_3$	$H_1 \cdot M_1$									
	$H_2 \cdot M_2$									
	$H_3 \cdot M_3$									
Momente für einen beliebigen Belastungsfall .	M									

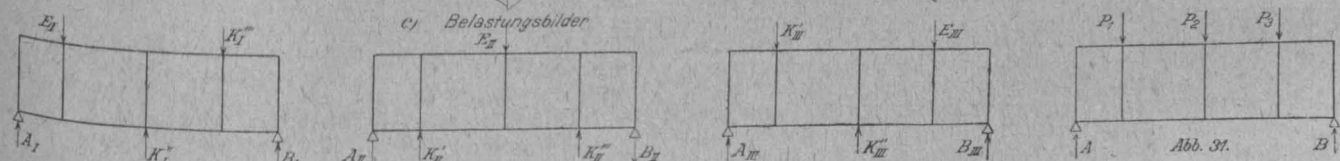
Abb. 30 a) Verschiebungszustände



b) Momentenbilder



c) Belastungsbilder



Das Anwendungsgebiet dieses Berechnungsverfahrens ist nun nicht auf diese Stockwerkrahmen beschränkt, sondern kann auf fast alle sonstigen Rahmentragwerke ausgedehnt werden. Insbesondere ist mit Hilfe dieses Verfahrens die Berechnung der Vierendeel-Träger in einfacher und genauer Weise möglich.

Wie wohl ohne Weiteres ersichtlich ist, kann der Vierendeel-Träger als liegender Stockwerkrahmen angesehen werden, der statt nur auf einer Seite auf beiden Seiten festgehalten ist. Die einzelnen Verschiebungszustände können dieser beiderseitigen Auflagerung dadurch angepaßt werden, daß bei Verschiebung einer Vertikalen die sämtlichen anschließenden Stäbe um Δ verschoben werden, während die übrigen Vertikalen in ihrer ursprünglichen Lage festgehalten bleiben. Zunächst sind auch hier wieder nur für jede einzelne Stabverschiebung für sich die Momente zu bestimmen, woraus dann durch Addition der Momente der einem Verschiebungszustand entsprechenden Stabverschiebungen die Momente für diesen Verschiebungszustand erhalten werden.

Für den in Abbildung 28 angegebenen Vierendeel-Träger sind z. B. für die folgenden Verschiebungszustände die Momente und Belastungsbilder, Abbildung 29–30, aufzustellen:

Die Bedingungsgleichungen zur Bestimmung der Koeffizienten α , β und γ , mit welchen die bekannten Momentenbilder I, II und III zu multiplizieren sind, um durch Addition derselben diejenigen für einen beliebigen Belastungsfall z. B. für den in Abbildung 31 angegebenen zu erhalten, lauten wieder:

$$\begin{aligned}
 +\alpha \cdot E_I - \beta \cdot K_{II}' + \gamma \cdot K_{III}' &= P_1 \\
 -\alpha \cdot K_{II}'' + \beta \cdot E_{II} - \gamma \cdot K_{III}'' &= P_2 \\
 +\alpha \cdot K_{III}''' - \beta \cdot K_{II}''' + \gamma \cdot E_{III} &= P_3,
 \end{aligned}$$

Belastungsbilder

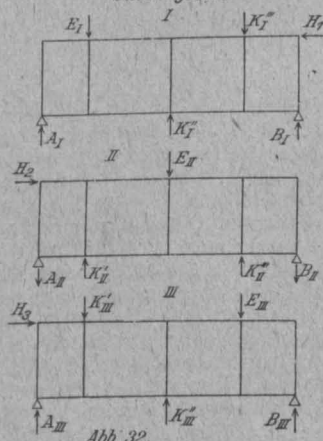
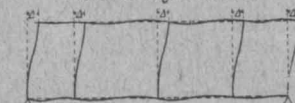
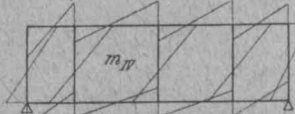


Abb. 32.

Verschiebungszustand IV



Momentenbild IV



Belastungsbild IV

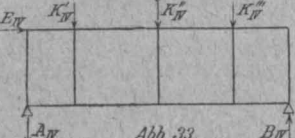


Abb. 33.

Verschiebungszustand V

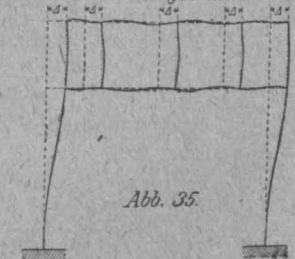


Abb. 35.

Abb. 34.

woraus dann für die Momente folgt:

$$M = \alpha \cdot m_I + \beta \cdot m_{II} + \gamma \cdot m_{III}.$$

Berechnen wir noch die Auflagerdrücke $A_I, B_I, A_{II}, B_{II}, A_{III}, B_{III}$ bei den einzelnen Belastungsbildern, so ergibt sich die Rechnungsprobe:

$$\alpha \cdot A_I - \beta \cdot A_{II} + \gamma \cdot A_{III} = A$$

$$\alpha \cdot B_I - \beta \cdot B_{II} + \gamma \cdot B_{III} = B$$

$$\text{und } A + B = P_1 + P_2 + P_3.$$

Sind Träger und Belastung stark unsymmetrisch, so tritt am Obergurt bei den einzelnen Belastungsbildern eine weitere Festhaltungskraft in wagrechter Richtung auf, welche den Obergurt in dieser Richtung zu verschieben sucht. Dadurch entstehen weitere Zusatzmomente. Die Festhaltungskraft H in den einzelnen Belastungsbildern (Abbildung 32) ergibt sich durch algebraische Addition der Querkräfte in den Vertikalen. Wir haben demnach noch einen Verschiebungszustand IV mit dem entsprechenden Momenten- und Belastungsbild (Abbildung 33) aufzustellen. Für irgend einen Belastungszustand erhalten wir dementsprechende Bedingungsgleichungen:

$$+ \alpha \cdot E_I - \beta \cdot K_{II} + \gamma \cdot K_{III} + \delta \cdot K_{IV} = P_1$$

$$- \alpha \cdot K_I' + \beta \cdot E_{II} - \gamma \cdot K_{III}' + \delta \cdot K_{IV}' = P_2$$

$$+ \alpha \cdot K_I'' - \beta \cdot K_{II}'' + \gamma \cdot E_{III} + \delta \cdot K_{IV}'' = P_3$$

$$- \alpha \cdot H_I + \beta \cdot H_{II} + \gamma \cdot H_{III} + \delta \cdot E_{IV} = 0,$$

hieraus

$$M = \alpha \cdot m_I + \beta \cdot m_{II} + \gamma \cdot m_{III} + \delta \cdot m_{IV}.$$

Haben wir als Belastung tatsächlich eine wagrechte Kraft H am Obergurt zu berücksichtigen, so lautet das Absolutglied bei der 4. Bedingungsgleichung H statt 0.

Ist der Träger mit Säulen fest verbunden (Abbildung 34), so ist zur genauen statischen Berechnung ein weiterer Verschiebungszustand V (Abbildung 35) notwendig, sodaß sich die Anzahl der Bedingungsgleichungen auf 5 erhöht.

Wir lassen noch den Rechnungsgang für ein Beispiel folgen, das die Anwendung des Verfahrens verdeutlicht.

(Schluß folgt.)

Von der 43. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“.



Seit seiner Gründung hat der „Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ seine ordentlichen Generalversammlungen stets in Berlin abgehalten. Von dieser Regel ist auf Grund von Wünschen aus dem Kreise der Mitglieder in diesem Jahr erstmalig abgewichen und als Versammlungsort das schöne Heidelberg gewählt worden, das sich in neuester Zeit zu solchen Veranstaltungen steigender Beliebtheit erfreut. Die starke Beteiligung an der in den Tagen vom 16.—18. Juni dort abgehaltenen 43. ordentlichen Generalversammlung des Vereins, in der etwa 200 Personen anwesend waren, bewies, daß diese Wahl eine glückliche gewesen ist und neben der reichen und interessanten Tagesordnung als Anziehungspunkt gewirkt hat.

Die Versammlung, die in den schönen Festräumen der Heidelberger Stadthalle tagte und an der u. A. Vertreter der preußischen und badischen Regierung, der Oberbürgermeister von Heidelberg, Vertreter der Material-Prüfungsaemter Berlin-Lichterfelde und Darmstadt, der Techn. Hochschulen Karlsruhe und Danzig teilnahmen, wurde von dem Vereinsvorsitzenden Hrn. Dir. Dr. Müller, Rüdersdorf bei Berlin, geleitet. In seinen kurzen Einleitungs- und Begrüßungsworten gedachte er der schwierigen Lage der deutschen Zementindustrie, die aber trotzdem den Mut nicht sinken lasse. Als erfreuliches Zeichen sei es andererseits zu betrachten, daß jetzt mit einer einzigen Ausnahme alle Portlandzement-Fabriken Anschluß an den Verein gesucht hätten. Er gedachte ferner der Toten des Vereins und aus dem Kreise von der Zementindustrie nahestehenden Männern. Nach Begrüßungsworten des Heidelberger Oberbürgermeisters, der die Versammlung herzlich willkommen hieß und sein festes Vertrauen aussprach, daß die deutsche Industrie und in dieser besonders auch die Zementindustrie trotz aller Schwierigkeiten durchhalten werde, trat man in die reichhaltige Tagesordnung ein.

Der Geschäftsbericht des Vorstandes wurde nur gedruckt vorgelegt, aber nicht verlesen. Wir entnehmen ihm, daß dem Verein am 1. Januar 19 angehörten 87 Fabriken mit 331 Anteilen, am 1. Januar 20 zwar 95 Fabriken aber mit nur 247 Anteilen, ein Zeichen für den weiteren Rückgang in der Erzeugung. Es folgten dann die Erledigung der geschäftlichen Angelegenheiten, der Kassenbericht, die Wahl des Vorstandes. Endgültig aus letzterem ausgeschieden sind auf eigenem Wunsch die Hrn. Dir. Dr. Siber, Stettin-Bredow, und Dir. A. Heyn, Lüneburg. Ersterer gehört seit 27 Jahren dem Vorstand an und hat 24 Jahre die Kassengeschäfte mit Erfolg geführt. Er wurde zum Ehrenmitgliede ernannt. Die gleiche Ehrung wurde einem Nichtmitgliede, Hrn. Geh. Reg.-Rat Dr.-Ing. G. Gary vom Material-Prüfungsamt Berlin-Lichterfelde für seine Verdienste um die deutsche Zementindustrie und als langjähriger treuer Berater des Vereins zu Teil. Neu in den Vorstand traten die Hrn. Rud. ten Hompel und Dir. Gottschalk, Bonn, ein.

Es folgen nunmehr die Berichte der Vereinskommissionen, die Hr. Dr. Goslich, Berlin, mit seinen Mitteilungen namens der Normensand-Kommission eröffnet. Erzeugung und Absatz des Normensandes in Freienwalde sind trotz der großen Schwierigkeiten, allerdings zu wesentlich erhöhten Preisen, aufrecht erhalten worden. Der deutsche Normensand erfreut sich auch im Ausland steigender Wertschätzung. Oesterreich benutzt ihn seit dem Kriege, aus Island und Japan sind Bestellungen eingegangen.

Hr. Dipl.-Ing. E. Wecke, Bernburg, berichtet dann über die Arbeiten des Laboratoriums-Ausschusses, der sich mit der Aufstellung eines wissenschaftlichen Arbeitsplanes für weitere Forschungsarbeiten, mit der Frage der Sammlung von Veröffentlichungen über Zementforschung und einer Reihe von Einzelfragen zu befassen hatte. (Verhalten von Zementen in Salzlösungen, hochwertige Spezialzemente, Zerschmetterungsfestigkeit usw.) Anschließend berichtet der Vorstand des Vereinslaboratoriums, Dr. Framm, Karlshorst, über dessen Tätigkeit. Wie üblich waren die Jahresproben aller Vereinszemente durchzuführen. 118 Untersuchungen von 66 Zementmarken ergaben zwar Festigkeitsrückgänge, aber doch die Ueberschreitung der Normenfestigkeit durch alle Zemente, z. T. im erheblichen Maße. Auch die chemische Zusammensetzung ist nicht wesentlich abweichend gewesen. Die Zahl der beantragten Versuche ist nach dem Höchststand von 1918 erheblich (von 1294 auf 364 Anträge) zurückgegangen. Eine Reihe von Anträgen erstreckte sich auf die Untersuchung von als Ersatz für Zement angebotenen Stoffen von angeblich hydraulischer Eigenschaft, die sich vielfach als gänzlich wertlos erwiesen. Das Laboratorium hat außerdem an einer Reihe von wissenschaftlichen Arbeitsplänen mitzuwirken, so an der Frage des Gehaltes der deutschen Portlandzemente an Eisenoxydul und Phosphorsäure, bei den Untersuchungen über Zerschmetterungsfestigkeit usw. Eine Erweiterung des Laboratoriums in wissenschaftlichem Sinn wird beschlossen, dem Vorstand die Vollmacht hierfür erteilt.

Einen weiteren Bericht erstattete Dr. Goslich über die Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, an denen der Verein ja auch beteiligt ist. Das letzte Jahr ist dem Fortschritt dieser Arbeiten nicht günstig gewesen.

Ausfallen mußte der Bericht des Wirtschaftlichen Ausschusses; auch Vorträge über Verwendung von Oelschiefer, ferner über Gewinnung von Kalibei der Zementfabrikation, die von Herren aus Schweden bzw. Norwegen gehalten werden sollten, fielen aus. Dafür bot die große Zahl der übrigen Vorträge aus dem Gebiet der Zementforschung, der Entwicklung und des Betriebes der Zementfabrikation, über hochwertige Zemente, Zerschmetterungsfestigkeit, Steinkohle usw., an die sich z. T. eine lebhaft ausgeprägte Anschloß, reichen Ersatz.

Ueber die Einzelheiten der Verhandlungen behalten wir uns noch eingehenderen Bericht vor.

Am Abend des ersten Tages vereinigte die Teilnehmer mit ihren Damen ein fröhlich verlaufenes gemeinschaftliches Mahl auf der herrlich oberhalb des Schlosses gelegenen, einen prächtigen Rundblick bietenden Molkenkur, während an den übrigen Abenden verschiedene Stellen der reizvollen Umgebung Treffpunkte abgaben, sodaß neben der Arbeit und Belehrung auch der Naturgenuß zu seinem Rechte kam.

Fr. E.

Inhalt: Neubau des Warenhauses Theodor Althoff in Leipzig. (Schluß). — Der Bau von Eisenbahnwagen aus Eisenbeton. (Schluß). — Beitrag zur Berechnung von Stockwerkrahmen und sonstiger Rahmentragwerke. (Fortsetzung.) — Von der 43. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“.

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselein in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.